

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES PEDONAIS

BRUNO GODOFREDO SILVA ABREU

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Àos Xanfles e ao Eu

Yo Tengo Piel De Foca, Todo Lo Que Me Echan Arriba, Se Resbala!

Luís Herrera Campíns (Presidente de Venezuela 1979 – 1984)

AGRADECIMENTOS

Quero aproveitar esta ocasião especial para enumerar oportunamente um conjunto de pessoas que, de uma forma directa ou indirecta, participaram no desenvolvimento deste trabalho, subentendendo-se por isso que a ajuda prestada para a concretização final deste documento não constitui o único objecto de gratificação, mas sim todo o conjunto de intervenientes que ao longo da minha vida académica contribuíram na minha formação, na minha aprendizagem e finalmente na pessoa em que me é tornado. Deste modo, àqueles a quem vou prestar o meu tributo são carinhosamente aludidos, na esperança de que todos eles um dia consigam entender esta mensagem de agradecimento e sentimento de apreço que aqui é deixada:

- A Prof.^a Dr.^a Elsa de Sá Caetano pelo papel preponderante na aquisição de conhecimentos intrínsecos ao desenvolvimento desta tese, assim como pela amabilidade, disponibilidade e simpatia prestada ao longo do decorrer da mesma. Além disso, não posso deixar de passar a oportunidade de mostrar a minha inteira gratificação pela realização do ensaio experimental que me permitiu, complementarmente à minha aprendizagem universitária, entender o modo de análise dinâmico que pode ser feito nas estruturas depois destas estarem concebidas. Uma vez que me permitiu absorver uma experiência instruidora única na vida, o meu *Muito Obrigado!*
- Ao Prof. Dr. Álvaro Cunha também pelos ensinamentos adquiridos no ensaio experimental In-Situ, bem como pelo facto de ter auxiliado amigavelmente na elaboração do mesmo.
- Ao meu colega, amigo e irmão, Eufrásio Abreu, que além de ter outras responsabilidades paralelas, também teve um contributo essencial na produção desta tese, quer seja pelo debate de ideias, quer pela prestação de apoio momentâneo nos instantes de maior dificuldade ou ainda por ter partilhado comigo uma aprendizagem conjunta. Ainda quero agradecer-lhe a cedência de material didáctico, e algumas atitudes de louvar, como sejam a boa amabilidade e o seu eterno companheirismo.
- Ao meu Pai magnífico, a minha linda Mãe e minha Tia querida, pela coragem desejada, pelo espírito de confiança, e por nunca em caso algum duvidarem de mim, acreditando sempre no meu futuro, do mesmo modo que alimentavam os meus sonhos.
- Aos Professores Domingos Nunes, Lúcia Baltazar e Fernando Gaspar, pelos seus conselhos, ensinamentos e estimação prestada durante a minha aprendizagem junto dos mesmos.
- Aos meus amigos do ensino secundário, como a Andreia, o Rubis, o Victor, a Laura, assim como o Rui Barbosa, o João Tiago, a Micaela, a Graciela, a Ana Maria, a Vânia, o Simão Portela, o António de Melgaço, o Carlos, a Quitéria, o Nuno André, o Pedro Pereira, e aos restantes amigos da faculdade, que estiveram sempre comigo, nos momentos mais marcantes da minha vida.
- A Venezuela, por ser este o país que me viu nascer, pois além de me ter despertado parte do meu saber, teve influência directa no fomento da minha cultura, ao mesmo tempo que me foi aliciado o gosto pela matemática, e quem sabe pelo engenho, logo desde essa altura.
- A Portugal, por ser o país que me acolheu e ainda me facultou a maior parte da minha educação, incluindo obviamente a formação superior.
- A Fundação Berardo, ao Governo Regional da Madeira e aos SASUP, que garantiram simplesmente a prossecução dos meus estudos, e sem os quais nada disto seria possível.
- Finalmente, queria agradecer a Deus por me ajudar a concluir mais uma etapa da minha vida.

RESUMO

O presente documento visa responder às necessidades existentes na actualidade quanto à susceptibilidade da manifestação espontânea de vibrações induzidas por peões em pontes pedonais, quando estas apresentam baixo amortecimento ou relativa esbelteza. Assim, com o recurso a estudos dinâmicos é possível caracterizar o risco de colapso da estrutura, ao mesmo tempo que são avaliados os limites de conforto referentes às acções humanas.

Por este motivo, o primeiro objectivo parece delinear-se e consiste em efectuar um levantamento dos estudos existentes relativos à caracterização das acções, associadas às diferentes morfologias do comportamento humano quando em movimento. Serão apresentadas as recomendações técnicas defendidas por normas internacionais, focando-se em particular, as recomendações mais recentes como a Guideline publicada em 2006 pelo SÉTRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes) e o draft publicado também em 2006, no âmbito do Projecto SYNPEX (Advanced Load Models for Synchronous Pedestrian Excitation and Optimised Design Guidelines for Steel Footbridges), mediante a aplicação destas a um exemplo de uma ponte pedonal localizada na cidade do Porto.

Seguidamente, através da avaliação dos efeitos induzidos pelas acções respectivas a cada documento, serão tecidas determinadas conclusões quanto ao desempenho da ponte. Além disso, a realização de um ensaio experimental na ponte acima referida, permite estabelecer a calibração do modelo numérico desenvolvido e a discussão dos níveis de vibração calculados / medidos.

Numa nota final, o autor pretende com esta tese sintetizar a informação existente, com vista a uniformizar os critérios quanto à avaliação do nível de conforto, e também através dos mesmos, assegurar a garantia da segurança estrutural, referindo finalmente a possibilidade da instalação de sistemas, para o controlo das vibrações.

PALAVRAS-CHAVE: Vibrações, Acções Humanas, Normas, Pontes Pedonais, Sincronização.

ABSTRACT

The present document discusses available recommendations for assessment of vibrations induced by pedestrians in footbridges. Considering the lightness, low stiffness and low damping of modern footbridges, it is of utmost importance to characterize the induced levels of vibration, compare with limits specified in codes guidelines and codes for assurance of comfort and guarantee the safety under pedestrian actions.

Having then points into consideration, this thesis starts with a survey of existing guidelines and recommendations, as well as with a characterisation of human loads. A particular focus is made to the French Recommendations (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes), published in 2006 and the SYNPEX guideline draft (Advanced Load Models for Synchronous Pedestrian Excitation and Optimised Design Guidelines for Steel Footbridges), that was published in the same year, using as a test structure a light footbridge existing in the city of Porto.

The application of the alone referred guidelines to the footbridge above mentioned and numerical evaluation of the response are then conducted and discussed considering also the results from experimental testing.

With this work, it is the purpose of the author to contribute to an evaluation and harmonisation of recommendations for design of footbridges, discounting additionally the possible installation of mechanical systems for vibration control.

KEYWORDS: Vibration, Human Induced Loads, Codes, Footbridges, Synchronisation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO

1.1. O PRIMEIRO PASSO DO HOMEM	1
1.2. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO HUMANA NAS VIBRAÇÕES EM PONTES PEDONAIAS	2

2. ESTUDO DO MOVIMENTO DO CORPO HUMANO

2.1. CAMINHAR E CORRER	5
2.1.1. DESCRIÇÃO GERAL	5
2.1.2. FREQUÊNCIA DA PASSADA	5
2.1.3. VELOCIDADE DO PEÃO	6
2.1.4. FUNÇÃO TEMPORAL DO CARREGAMENTO	7
2.1.5. VARIAÇÃO TEMPORAL DA FUNÇÃO DE CARGA VERTICAL	7
2.1.5.1. FUNÇÃO TEMPORAL DA CARGA VERTICAL PARA O CAMINHAR NORMAL	10
2.1.5.2. FUNÇÃO TEMPORAL DA CARGA VERTICAL PARA A CORRIDA	11
2.1.6. VARIAÇÃO TEMPORAL DA FUNÇÃO DE CARGA HORIZONTAL	14
2.1.6.1. FUNÇÃO TEMPORAL DA CARGA HORIZONTAL PARA O CAMINHAR NORMAL	14
2.1.6.2. COMPONENTE TRANSVERSAL	16
2.1.6.3. COMPONENTE LONGITUDINAL	17
2.1.6.4. FUNÇÃO TEMPORAL DA CARGA HORIZONTAL PARA A CORRIDA	18
2.1.7. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE PESSOAS	18
2.1.7.1. MODELO CLÁSSICO DO ESTUDO DE UM AGLOMERADO DE PEÕES	19
2.1.7.2. MODELO EXPERIMENTAL DO ESTUDO DE UM AGLOMERADO DE PEÕES	20
2.1.7.3. MODELO COMPLETO DE SIMULAÇÃO DE UM GRUPO DE PEÕES	20
2.1.7.4. TEORIA FORMULADA DEPOIS DO ESTUDO DA PONTE MILLENNIUM EM LONDRES	22
2.1.7.5. ENSAIOS REALIZADOS SOBRE UMA PLATAFORMA EM LABORATÓRIO	23
2.1.7.6. RESULTADOS ADQUIRIDOS MEDIANTE ESTUDOS CONCEBIDOS NA PONTE DE SOLFÉRINO	24

2.2. O SALTO DE UM PEÃO – “SKIPPING”	28
2.2.1. DESCRIÇÃO GERAL	28
2.2.2. FREQUÊNCIA DO SALTO	28
2.2.3. FUNÇÃO TEMPORAL DO CARREGAMENTO	29
2.2.4. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE PESSOAS	30
2.3. A DANÇA DE UM PEÃO	32
2.3.1. FREQUÊNCIA DA DANÇA	32
2.3.2. FUNÇÃO TEMPORAL DA CARGA PARA UM MOVIMENTO DO TIPO DANÇA	32

3. MEDIDAS CONTRA AS VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELO HOMEM	33
3.1. PRINCIPAIS EFEITOS PROVOCADOS PELA VIBRAÇÃO INDUZIDA PELO HOMEM	33
3.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA ESTRUTURAL	34
3.3. SISTEMAS REDUTORES DE VIBRAÇÃO ATRAVÉS DE MASSAS SINTONIZADAS (TMD’S)	38

4. PRINCIPAIS NORMAS INTERNACIONAIS QUE ASSEGURAM O CONFORTO DOS PEÕES EM PONTES PEDONAIS	41
4.1. DESCRIÇÃO GERAL	41
4.2. NORMA BS 5400	41
4.3. O EUROCÓDIGO	43
4.4. NORMA ISO/10137	43
4.5. NORMA BRO 2004	46
4.6. NORMA ESPANHOLA RMP – 95	47
4.7. NORMA ONT 83	49

5. RECOMENDAÇÕES INTERNACIONAIS MAIS RECENTES - A GUIDELINE FRANCESA	51
5.1. APRESENTAÇÃO GERAL	51
5.2. MODELAÇÃO SIMPLIFICADA DA ACÇÃO DE UM PEÃO	52
5.3. MODELAÇÃO DE UM GRUPO DE PEÕES	52
5.4. DETERMINAÇÃO DA CLASSE DA PONTE	53

5.5. DEFINIÇÃO DOS NÍVEIS DE CONFORTO	54
5.6. GAMAS DE ACELERAÇÃO ASSOCIADAS AOS NÍVEIS DE CONFORTO	54
5.7. DETERMINAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS E DA NECESSIDADE EM PROCEDER AO CÁLCULO COM CARGAS DINÂMICAS.....	55
5.8. CLASSIFICAÇÃO DA GAMA DE FREQUÊNCIAS	56
5.9. DEFINIÇÃO DOS CASOS DE CARGA A CONSIDERAR.....	56
5.9.1. CASO DE CARGA Nº 1: CONCENTRAÇÃO POUCO Densa OU Densa DE PEÕES	57
5.9.2. CASO DE CARGA Nº 2: CONCENTRAÇÃO MUITO Densa DE PEÕES	59
5.9.3. CASO DE CARGA Nº 3: EFEITO DA 2ª HARMÓNICA DA ACÇÃO DO PEÃO	60
5.10. AMORTECIMENTO DA ESTRUTURA.....	61
5.11. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO AO COMPORTAMENTO DINÂMICO	62
5.12. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO AO CARREGAMENTO DINÂMICO	63
 6. DOCUMENTO INTERNACIONAL AINDA EM FASE DE REDACÇÃO – O SYNPEX	 65
6.1. ESPECIFICAÇÕES GERAIS PARA PONTES PEDONAIS	65
6.2. DESIGNAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES	65
6.3. CLASSIFICAÇÃO DO TRÁFEGO PEDONAL	68
6.4. CARACTERÍSTICAS DO TRÁFEGO PEDONAL	68
6.5. DEFINIÇÃO DAS TIPOLOGIAS DE TRÁFEGO.....	69
6.6. CLASSES DE CONFORTO E RESPECTIVOS LIMITES DE ACELERAÇÃO	70
6.7. MODELOS DE CARGA RELATIVOS À SIMULAÇÃO DE UM PEÃO.....	71
6.8. MODELOS DE CARGA PARA A PRESENÇA DE MÚLTIPLOS PEÕES	74
6.8.1. MODELAÇÃO DE UM GRUPO COESO DE PEÕES	75
6.8.2. MODELAÇÃO DA ACÇÃO PARA UMA REDUZIDA DENSIDADE PEDONAL	76
6.8.3. MODELAÇÃO DA ACÇÃO PARA UMA ALTA DENSIDADE PEDONAL	77
6.8.4. MODELAÇÃO DA ACÇÃO PARA A CORRIDA DE PEÕES.....	78
6.9. COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO PARA O ELS.....	79
6.10. COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO PARA O ELU	80

7. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS NORMAS / RECOMENDAÇÕES MENCIONADAS	83
7.1. ESTUDO DIFERENCIAL GRÁFICO/ANALÍTICO ENTRE OS DIVERSOS CRITÉRIOS	83
7.2. DETERMINAÇÃO SIMPLIFICADA DA RESPOSTA MÁXIMA DE UMA ESTRUTURA	87
7.2.1. MÉTODO DE BLANCHARD	87
7.2.2. MÉTODO DE PERNICA	89
8. MODELAÇÃO NUMÉRICA SEGUNDO A GUIDELINE FRANCESA	91
8.1. MODELAÇÃO DE PONTES PEDONAIIS	91
8.2. APLICAÇÃO PRÁTICA/ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	92
8.2.1. PROJECTO DA PONTE PEDONAL	93
8.2.2. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO	97
8.2.3. MODELAÇÃO DA ACÇÃO DE UM PEÃO ISOLADO	100
8.2.3.1. RESPOSTA TEÓRICA DA ACÇÃO DE UM PEÃO	101
8.2.3.2. RESPOSTA OBTIDA PELO SOFTWARE ROBOT A UMA ACÇÃO DO TIPO SINUSOIDAL	104
8.3. SITUAÇÃO DA PONTE VAZIA	106
8.4. SITUAÇÃO DA PONTE CARREGADA	115
8.5. VERIFICAÇÕES AOS ELS	124
8.5.1. VERIFICAÇÃO AOS ELS SEGUNDO UMA ABORDAGEM CLÁSSICA	124
8.5.2. VERIFICAÇÃO AOS ELS ESPECÍFICO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO	127
8.5.2.1. PONTE VAZIA	128
8.5.2.2. PONTE CARREGADA	131
8.5.3. CÁLCULO DAS TENSÕES NORMAIS NO ELS	133
8.6. VERIFICAÇÃO AOS ELU	135
8.6.1. AVALIAÇÃO DO ELU ESPECÍFICO DE UMA ANÁLISE CLÁSSICA	135
8.6.2. CÁLCULO DAS TENSÕES NORMAIS PARA A ABORDAGEM CLÁSSICA NO ELU	142
8.6.3. AVALIAÇÃO DO ELU ESPECÍFICO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO	142
9. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ACORDO COM O SYNPEX	149
9.1. DESCRIÇÃO GERAL E ASPECTOS PARTICULARES DO SYNPEX	149

9.2. SITUAÇÕES DE CARREGAMENTO	150
9.2.1. SITUAÇÃO DA PONTE VAZIA.....	151
9.2.1.1. ACÇÕES INDIVIDUAIS DE UM PEÃO ISOLADO	151
9.2.1.2. ACÇÕES ASSOCIADAS AO EFEITO DE UM GRUPO DE PEÕES	153
9.2.2. SITUAÇÃO DA PONTE CARREGADA.....	157
9.3. VERIFICAÇÕES AOS ELS.....	158
9.3.1. VERIFICAÇÕES AOS ELS SEGUNDO UMA ANÁLISE CLÁSSICA	158
9.3.2. AVALIAÇÃO DO ELS ESPECÍFICO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO	158
9.4. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS PARA AS ACÇÕES DINÂMICAS	158
9.4.1. PONTE VAZIA	158
9.4.1.1. CASO INDIVIDUAL DA ACÇÃO DE UM PEÃO ISOLADO	158
9.4.1.2. CASO DE UM GRUPO DE PEÕES	161
9.4.2. PONTE CARREGADA	163
9.5. CÁLCULO DAS TENSÕES NORMAIS NO ELS.....	163
9.6. VERIFICAÇÃO AO ELU.....	164
9.6.1. AVALIAÇÃO DO ELU SEGUNDO A METODOLOGIA CLÁSSICA	164
9.6.2. CÁLCULO DAS TENSÕES NORMAIS NO ELU	164
9.6.3. AVALIAÇÃO DO ELU PARA O CASO ESPECÍFICO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO	164
 10. MODELAÇÃO EXPERIMENTAL IN-SITU	 167
10.1. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DO ENSAIO EXPERIMENTAL	167
10.2. DETERMINAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DA ESTRUTURA.....	171
10.3. RESPOSTA DA ESTRUTURA EM FACE DE DIFERENTES CONDIÇÕES DE ATRAVESSAMENTO	172
10.3.1. RESPOSTA EXPERIMENTAL	172
10.3.2. RESPOSTA SEGUNDO UMA MODELAÇÃO NUMÉRICA	175
10.3.2.1. CASO DE UM PEÃO ISOLADO EM ANDAMENTO A 2 Hz	175
10.3.2.2. CASO DO GRUPO DE TRÊS PEÕES EM ANDAMENTO A 2 Hz	179
10.3.2.3. CASO DA CORRIDA DE UM PEÃO INDIVIDUAL	182
10.3.2.4. CASO DA CORRIDA DE UM GRUPO DE TRÊS PESSOAS	185
10.4. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO ξ PELA VIA EXPERIMENTAL.....	186
10.4.1. INDUÇÃO DO PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO	187
10.4.2. INDUÇÃO DO PRIMEIRO MODO DE TORÇÃO	188

10.5. MODOS DE VIBRAÇÃO SUBJACENTES AOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE	
COMPARATIVA COM A MODELAÇÃO NUMÉRICA	189
10.6. DIMENSIONAMENTO DE UM TMD NA PONTE REAL	193
11. CONCLUSÃO	207
11.1. SÍNTESE DOS TRABALHOS REALIZADOS	207
11.2. RECOMENDAÇÃO SÉTRA / SYNPEX	208
11.3. APLICAÇÃO DOS CONCEITOS A UMA PONTE PEDONAL	210
11.4. PERSPECTIVAS FUTURAS	211
BIBLIOGRAFIA	213
 ANEXOS	
ANEXO A	A.1
ANEXO B	B.1

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.0. – Processo de evolução humana até aos dias actuais baseado na Teoria de Darwin [1]	1
Fig.2.1. – Distribuição das frequências de passada para um caminhar normal [2]	5
Fig.2.2. – Velocidade de passagem e comprimento da passada em função da frequência da passada f_p	6
Fig.2.3. – Funções temporais da carga para várias frequências de passagem, tipo de calçado e condições do pavimento [8]	7
Fig.2.4. – Representação visual da passada de uma pessoa	8
Fig.2.5. – Variação da função temporal da carga vertical para diversos modos de movimento [7]	8
Fig.2.6. – Função de carga vertical para o andar relativo a uma sequência de passos [6]	9
Fig.2.7. – Relação do tempo de contacto pé-pavimento t_c com a frequência da passada f_p e com o factor de amplificação dinâmica da carga F_a [7]	9
Fig.2.8. – Função temporal da carga para um caminhar normal ($G = 700N$, $f_p = 2Hz$, $n = 3$)	11
Fig.2.9. – Função temporal da carga para o movimento referente à corrida (semi-sinusoidal).	12
Fig.2.10. – Variação do factor de impacto dinâmico com o salto de um peão.	12
Fig.2.11. – Coeficientes da série de Fourier das quatro primeiras harmónicas [8].	13
Fig.2.12. – Função temporal da carga para a corrida numa função sinusoidal e em séries de Fourier ($G = 700N$, $f_p = 3Hz$, $t_c = 0,17s$, $n = 3$)	14
Fig.2.13. – Função temporal de um carregamento por um peão de 587N, frequência de passada de 2 Hz e com resultados na direcção horizontal (deslocamentos e acelerações).15	
Fig.2.14. – Componentes das cargas harmónicas correspondentes à discretização da série de Fourier (Amplitudes de Fourier)	16
Fig.2.15. – Componente transversal do andar ($f_m = 2Hz$)	17
Fig.2.16. – Componente longitudinal do andar ($f_m = 2Hz$)	18
Fig.2.17. – Determinação experimental do número de peões equivalentes.....	21
Fig.2.18. – Força e velocidade em regime de ressonância forçada	23
Fig.2.19. – Aceleração (em m/s^2) e força eficaz (em N) com 6 peões aleatórios sobre o modelo laboratorial.....	24
Fig.2.20. – Aceleração (em m/s^2) e força eficaz (em N) com 10 peões aleatórios sobre o modelo laboratorial.....	24

Fig.2.21. – Ensaio aleatório da ponte de Solférino [circulação de um grupo de pessoas em forma de anel e aumentando progressivamente (69 – 138 – 207), o número de peões]	26
Fig.2.22. – Ensaio aleatório sobre a ponte de Solférino	26
Fig.2.23. – Andamento lento de um grupo de 160 peões sobre a ponte de Solférino.....	27
Fig.2.24. – Andamento rápido de um grupo de 160 peões sobre a ponte de Solférino	27
Fig.2.25. – Função temporal da carga para o salto de um peão [16]	29
Fig.2.26. – Função temporal da carga para o salto de um peão ($G = 700N$, $f_p = 3Hz$, $t_c = 0,18s$ e $n = 4$)	30
Fig.2.27. – Diferenças no domínio temporal entre o salto individual de um peão (à esquerda) e um grupo de peões (à direita) (a1 e a2); O mesmo diferencial em termos dos espectros de Fourier (b1 e b2) [10].....	31
Fig.3.1. – Frequências fundamentais de múltiplas pontes pedonais com diferentes comprimentos....	34
Fig.3.2. – Relação entre a amplitude estática e dinâmica da resposta [28].....	38
Fig.3.3. – Curvas base para a determinação do δ_{opt} [28]	39
Fig.3.4. – Curvas base para a determinação do ξ_{opt} [28]	39
Fig.4.1. – Curva base para a aceleração vertical.....	44
Fig.4.2. – Curva base para a aceleração horizontal.....	45
Fig.5.1. – Organograma referente à metodologia assimilada	53
Fig.5.2. – Valor do coeficiente redutor ψ associado às vibrações verticais e longitudinais à esquerda e para as vibrações transversais à direita.....	58
Fig.5.3. – Esquema representativo da colocação da carga dinâmica para um modo vertical de vibração (2D).....	59
Fig.5.4. – Esquema representativo da colocação da carga dinâmica para um modo de torção (3D) ..	59
Fig.5.5. – Valor do coeficiente redutor ψ associado ao 2º harmónico (vibrações verticais e longitudinais à esquerda; vibrações transversais à direita)	61
Fig.7.1. – Comparação da aceleração vertical máxima admissível entre as diferentes normas em função da frequência da ponte	84
Fig.7.2. – Acelerações verticais máximas admitidas em simultâneo pela Guideline e SYNPEX em função do nível de conforto	84

Fig.7.3. – Comparação da aceleração horizontal máxima admissível entre as diferentes recomendações técnicas em função da frequência da ponte.....	85
Fig.7.4. – Comparação da aceleração horizontal máxima admitida pela Guideline e pelo SYNPEX ...	86
Fig.7.5. – Esquemas estruturais do tipo de ponte.....	88
Fig.7.6. – Factor de resposta dinâmica η , função do comprimento do vão principal e do coeficiente de amortecimento ξ [44].....	89
Fig.7.7. – Factor de amplificação dinâmica associada à uma acção periódica do peão, enquanto este percorre a totalidade da ponte pedonal.....	90
Fig.8.1. – Fotografia da ponte pedonal em estudo	93
Fig.8.2. – Vistas em Planta e alçado da ponte pedonal.....	94
Fig.8.3. – Secção transversal da ponte pedonal.....	94
Fig.8.4. – Representação gráfica da equação do movimento de um oscilador de um grau de liberdade, em ressonância e com amortecimento	103
Fig.8.5. – Modelação da ponte pedonal junto ao Edifício Transparente na Foz da Cidade do Porto .	106
Fig.8.6. – 1º Modo vertical de vibração, $f_1 = 1,81Hz$	107
Fig.8.7. – 1º Modo de torção, $f_2 = 1,98Hz$	107
Fig.8.8. – 2º Modo de torção, $f_3 = 2,51Hz$	108
Fig.8.9. – 2º Modo vertical de vibração, $f_4 = 2,52Hz$	108
Fig.8.10. – Modo combinado longitudinal e transversal em simultâneo, $f_5 = 3,48Hz$	108
Fig.8.11. – 3º Modo de torção, $f_6 = 5,64Hz$	109
Fig.8.12. – Aplicação da força $F_1(t) = 0,320 \cdot \sin(11,36 \cdot t)$ no nó 2355.....	110
Fig.8.13. – Aplicação da força $F_2(t) = 0,320 \cdot \sin(12,44 \cdot t)$ no nó 1529.....	110
Fig.8.14. – Aplicação da força $F_3(t) = 0,080 \cdot \sin(15,77 \cdot t)$ no nó 40.....	111
Fig.8.15. – Aplicação da força $F_4(t) = 1,250 \cdot \sin(15,77 \cdot t)$ no nó 40.....	111
Fig.8.16. – Aplicação da força $F_5(t) = 0,080 \cdot \sin(15,86 \cdot t)$ no nó 954.....	111
Fig.8.17. – Aplicação da força $F_6(t) = 1,250 \cdot \sin(15,86 \cdot t)$ no nó 954.....	112
Fig.8.18. – 1º Modo vertical de vibração, $f_1 = 1,59Hz$	117
Fig.8.19. – 1º Modo de torção, $f_2 = 1,72Hz$	117
Fig.8.20. – 2º Modo de torção, $f_3 = 2,18Hz$	118
Fig.8.21. – 2º Modo vertical de vibração, $f_4 = 2,22Hz$	118

Fig.8.22. – Modo combinado longitudinal e transversal em simultâneo, $f_5 = 3,11Hz$	118
Fig.8.23. – 3º Modo de torção, $f_6 = 4,97Hz$	119
Fig.8.24. – Disposição gráfica da acção distribuída $F_1(t) = 17,1473 \cdot \cos(10,00 \cdot t)$ [N / m]	122
Fig.8.25. – Disposição gráfica da acção distribuída $F_2(t) = 17,1473 \cdot \cos(10,00 \cdot t)$ [N / m] ...	122
Fig.8.26. – Disposição gráfica da acção distribuída $F_3(t) = 18,2418 \cdot \cos(10,82 \cdot t)$ [N / m]	122
Fig.8.27. – Disposição gráfica da acção distribuída $F_4(t) = 18,2418 \cdot \cos(13,72 \cdot t)$ [N / m]	123
Fig.8.28. – Disposição gráfica da acção distribuída $F_5(t) = 13,8637 \cdot \cos(13,95 \cdot t)$ [N / m]	123
Fig.8.29. – Carregamento total da ponte com 2,1kN/m para avaliação da flecha máxima em serviço	125
Fig.8.30. – Carregamento parcial da ponte com 2,1kN/m para avaliação da flecha máxima em serviço	126
Fig.8.31. – Secções críticas (A) e (B) em cada um dos quatro perfis IPE600	127
Fig.8.32. – Coeficientes de força relativos a um perfil tipo IPE de base 0,48b' e altura b'	137
Fig.8.33. – Representação do efeito do vento nos perfis IPE600	138
Fig.8.34. – 1º Modo vertical de vibração, $f_1 = 1,44Hz$	144
Fig.8.35. – Disposição gráfica da acção accidental distribuída $F_a = F_1(t) = 0,49 \cdot \cos(9,04 \cdot t)$ [kN / m]	145
Fig.9.1. – Visualização da acção distribuída para o caso 1 $P_1(t) = 34,94 \cdot \sin(11,36 \cdot t)$ [N / m]	154
Fig.9.2. – Visualização da acção distribuída para o caso 2 $P_2(t) = 34,94 \cdot \sin(12,44 \cdot t)$ [N / m]	154
Fig.9.3. – Visualização da acção distribuída para o caso 3 $P_3(t) = 34,94 \cdot \sin(15,77 \cdot t)$ [N / m]	155
Fig.9.4. – Visualização da acção distribuída para o caso 4 $P_4(t) = 34,94 \cdot \sin(15,86 \cdot t)$ [N / m]	155
Fig.10.1. – Acelerómetro piezoeléctrico e respectiva componente eléctrica – Modelo americano	168
Fig.10.2. – Acelerómetro piezoeléctrico – Modelo Dinamarquês de Brüel&Kjaer	168
Fig.10.3. – Caixa eléctrica associada ao Modelo Dinamarquês de Brüel&Kjaer	169

Fig.10.4. – Vista em alçado e em planta dos pontos escolhidos para a realização do ensaio	
In-Situ	170
Fig.10.5. – Vista em planta da Ponte Real modelada no ROBOT	170
Fig.10.6. – Vista 3D da Ponte Real modelada no ROBOT	171
Fig.10.7. – Espectro médio de resposta gerado no Canal 1 em mg (No domínio dos tempos)	173
Fig.10.8. – Espectro médio de resposta gerado no Canal 2 em m/s^2 (No domínio dos tempos)	174
Fig.10.9. – Acelerações medidas In-Situ para passagens individuais e colectivas de peões em marcha	174
Fig.10.10. – Acelerações medidas In-Situ para passagens individuais e colectivas de peões em corrida	175
Fig.10.11. – Disposição da acção sinusoidal que actua no nó 2355 da ponte modelada (casos 1 e 3)	176
Fig.10.12. – Disposição da acção sinusoidal que actua no nó 79 da ponte modelada (casos 2 e 4)	177
Fig.10.13. – Disposição da acção sinusoidal que actua no nó 2355 da ponte modelada (casos 1 e 3)	183
Fig.10.14. – Disposição da acção sinusoidal que actua no nó 1529 da ponte modelada (casos 2 e 4)	184
Fig.10.15. – Identificação do coeficiente de amortecimento relativo ao primeiro modo de flexão, em níveis de oscilação reduzidos ($\xi = 1,28\%$)	187
Fig.10.16. – Identificação do coeficiente de amortecimento relativo ao primeiro modo de flexão, em níveis de oscilação importantes ($\xi = 1,88\%$)	188
Fig.10.17. – Identificação do coeficiente de amortecimento relativo ao primeiro modo de torção, em níveis de oscilação reduzidos ($\xi = 1,35\%$)	188
Fig.10.18. – Identificação do coeficiente de amortecimento relativo ao primeiro modo de torção, em níveis de oscilação importantes ($\xi = 1,67\%$)	189
Fig.10.19. – Representação do primeiro modo de vibração vertical	190
Fig.10.20. – Representação do primeiro modo de torção	191
Fig.10.21. – Representação do segundo modo de vibração vertical	192
Fig.10.22. – Representação do terceiro modo de torção	192
Fig.10.23. – Deslocamento obtido na ponte pedonal com e sem o recurso a implementação de um TMD para o primeiro modo vertical de flexão	197

Fig.10.24. – Aceleração obtida na ponte pedonal com e sem o recurso a implementação de um TMD para o primeiro modo vertical de flexão	198
Fig.10.25. – Colocação na ponte modelada de uma barra e de uma massa com características semelhantes às determinadas no dimensionamento do TMD	199
Fig.10.26. – Deformada modal associada à frequência de 0,03 Hz na ponte com simulação do TMD (1º Caso)	201
Fig.10.27. – Deformada modal associada à frequência de 0,03 Hz na ponte com simulação do TMD (2º Caso)	201
Fig.10.28. – Deformada modal associada à frequência de 1,71 Hz na ponte com simulação do TMD (3º Caso)	201
Fig.10.29. – Deformada modal associada à frequência de 1,93 Hz na ponte com simulação do TMD (4º Caso)	202
Fig.10.30. – Resposta máxima da Ponte Real com TMD quando sujeita à acção sinusoidal $F_{v,1}$ tal como consta na Tabela 10.15	203
Fig.10.31. – Resposta máxima da Ponte Real com TMD quando sujeita à acção sinusoidal $F_{v,2}$ tal como consta na Tabela 10.15	203
Fig.10.32. – Resposta máxima da Ponte Real com TMD quando sujeita à acção sinusoidal $F_{v,1}$ tal como consta na Tabela 10.18	205
Fig.10.33. – Visualização da ponte pedonal ao pôr-do-sol	206

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. – Valores médios da frequência de passada, velocidade de passada e comprimento do passo para diferentes tipos de movimento [7]	6
Tabela 2.2. – Coeficientes de Fourier das primeiras três harmónicas para função de carga relativa ao caminhar normal.....	10
Tabela 3.1. – Alguns exemplos internacionais onde foram implementados dispositivos de dissipação das vibrações em estruturas pedonais	35
Tabela 3.2. – Excitação da frequência fundamental para um modo vertical segundo diversos autores e/ou organizações.....	37
Tabela 4.1. – Factor de configuração da estrutura k pela Norma Espanhola.....	48
Tabela 4.2. – Factor de resposta dinâmica ψ admitido pela Norma Espanhola	48
Tabela 5.1. – Expressões relativas à acção de um peão isolado, considerando apenas o efeito da primeira harmónica, segundo a Guideline Francesa.	52
Tabela 5.2. – Intervalos limites da aceleração para vibrações verticais.....	55
Tabela 5.3. – Intervalos limites da aceleração para vibrações horizontais.	55
Tabela 5.4. – Intervalos das frequências de risco (Hz), para vibrações verticais.....	56
Tabela 5.5. – Intervalos das frequências de risco (Hz), para vibrações horizontais	56
Tabela 5.6. – Casos de carga a considerar em função da classe da estrutura e das frequências próprias da mesma.....	57
Tabela 5.7. – Densidade de peões em função da classe da ponte pedonal.	57
Tabela 5.8. – Carga a aplicar em N/m^2 em cada modo de vibração para o caso nº 1.	58
Tabela 5.9. – Carga a aplicar em N/m^2 em cada modo de vibração para o caso nº 2.	60
Tabela 5.10. – Carga a aplicar em N/m^2 em cada modo de vibração para o caso nº 3.	61
Tabela 5.11. – Carga a aplicar em N/m^2 em cada modo de vibração para o caso nº 3.	61
Tabela 5.12. – Percentagem de amortecimento crítico a ter em conta na análise dinâmica.	62
Tabela 5.13. – Percentagem de amortecimento crítico a ter em conta na análise.....	63
Tabela 6.1. – Combinações de acções para os Estados Limites de Serviço e Último segundo o SYNPEX.....	67

Tabela 6.2. – Definição da classe de tráfego pedonal	68
Tabela 6.3. – Sumário das características da concentração de várias densidades de peões num espaço restrito.	69
Tabela 6.4. – Correlação entre a velocidade e a densidade de fluxo pedonal, em múltiplos casos de estudo.	70
Tabela 6.5. – Classes de conforto e limites de aceleração correspondentes.	71
Tabela 6.6. – Factor redutor k na influência da resposta	73
Tabela 6.7. – Coeficientes de Fourier e ângulos de fase admitidos pelo SYNPEX nos primeiros 4 harmónicos.	73
Tabela 6.8. – Valores de G' em N para as diferentes direcções.	75
Tabela 6.9. – Alguns exemplos do cálculo real da densidade equivalente em diversas pontes pedonais.	76
Tabela 6.10. – Principais parâmetros que caracterizam a modelação da acção na situação de uma baixa densidade pedonal.	77
Tabela 6.11. – Principais parâmetros que caracterizam a modelação da acção na situação de uma alta densidade pedonal.	78
Tabela 6.12. – Principais parâmetros que caracterizam a modelação da acção de um grupo de peões na situação de corrida.	79
Tabela 6.13. – Coeficientes de amortecimento ξ de acordo com o material de construção predominante.	80
Tabela 6.14. – Coeficientes de amortecimento de acordo com o tipo de material e comprimento da ponte pedonal em metros.	80
Tabela 6.15. – Coeficiente de amortecimento ξ em função das características do material constitutivo da ponte [12].	81
Tabela 6.16. – Coeficiente de amortecimento ξ em função das características do material constitutivo da ponte [42].	81
Tabela 7.1. – Critérios de aceleração nos diversos documentos internacionais relativos à pontes pedonais, nas condições de serviço.	83
Tabela 7.2. – Valores do factor K que dependem da geometria da ponte [9]	88
Tabela 7.3. – Valores padrões do coeficiente de amortecimento em pontes pedonais [44]	89
Tabela 8.1. – Características principais do perfil HEB 100	95
Tabela 8.2. – Características principais do perfil TEAE 40x5	95

Tabela 8.3. – Características principais do perfil IPE 600	96
Tabela 8.4. – Características principais do pilar de apoio	96
Tabela 8.5. – Características principais da madeira	97
Tabela 8.6. – Valores de peso volúmico a serem considerados na situação de análise Ponte Vazia.	99
Tabela 8.7. – Valores de peso volúmico a serem considerados na situação de análise Ponte Carregada.	100
Tabela 8.8. – Frequências próprias da ponte em estudo na situação da Ponte Vazia	107
Tabela 8.9. – Síntese das massas e rigidezes generalizadas para a situação da Ponte Vazia	109
Tabela 8.10. – Resumo das acções aplicadas à estrutura e resposta auferida em cada caso	110
Tabela 8.11. – Classificação do conforto segundo a Guideline, nos diversos casos estudados	114
Tabela 8.12. – Comparação entre as acelerações fornecidas pelo programa de cálculo e os limites impostos por algumas normas internacionais.	115
Tabela 8.13. – Frequências próprias da ponte em estudo na situação da Ponte Carregada	116
Tabela 8.14. – Casos de carga a serem modelados para efeitos de uma análise dinâmica	119
Tabela 8.15. – Acções dinâmicas consideradas para a modelação da Ponte Carregada e respectivos resultados	121
Tabela 8.16. – Avaliação da resposta máxima na modelação da Ponte Carregada quanto aos critérios limites.....	121
Tabela 8.17. – Flechas máximas e respectiva verificação dos limites máximos estabelecidos.....	126
Tabela 8.18. – Momentos flectores devidos ao carregamento estático da Ponte Vazia	128
Tabela 8.19. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 1º caso analisado	128
Tabela 8.20. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 2º caso analisado	129
Tabela 8.21. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 3º caso analisado	129
Tabela 8.22. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 4º caso analisado	129
Tabela 8.23. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 5º caso analisado	130
Tabela 8.24. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 6º caso analisado	130
Tabela 8.25. – Envolvente final dos momentos flectores na situação da Ponte Vazia	130
Tabela 8.26. – Momentos flectores devidos ao carregamento estático da Ponte Carregada.....	131
Tabela 8.27. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 1º caso analisado	131
Tabela 8.28. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 2º caso analisado	132
Tabela 8.29. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 3º caso analisado	132
Tabela 8.30. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 4º caso analisado	132

Tabela 8.31. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 5º caso analisado	133
Tabela 8.32. – Envolvente final dos momentos flectores na situação da Ponte Carregada.....	133
Tabela 8.33. – Tensões normais máximas estimadas para a direcção y , nas condições de serviço	134
Tabela 8.34. – Coeficientes de majoração das cargas para a avaliação da ponte pedonal aos ELU	135
Tabela 8.35. – Pressão dinâmica do vento para a zona A.....	136
Tabela 8.36. – Factores de correcção ρ dos coeficientes de força para perfis de comprimento não infinito	138
Tabela 8.37. – Coeficientes redutores das acções variáveis	139
Tabela 8.38. – Combinação de acções no ELU na formulação clássica	139
Tabela 8.39. – Momentos flectores correlativos à primeira combinação no estudo dos ELU conforme a metodologia clássica	140
Tabela 8.40. – Momentos flectores correlativos à segunda combinação no estudo dos ELU conforme a metodologia clássica	140
Tabela 8.41. – Momentos flectores correlativos à terceira combinação no estudo dos ELU conforme a metodologia clássica	141
Tabela 8.42. – Momentos flectores correlativos à quarta combinação no estudo dos ELU conforme a metodologia clássica	141
Tabela 8.43. – Envolvente final dos momentos flectores correlativos ao estudo dos ELU em conformidade com a metodologia clássica	142
Tabela 8.44. – Tensões normais máximas estimadas para a direcção y , nas condições de ELU para a abordagem clássica	142
Tabela 8.45. – Valores de peso volúmico a serem considerados no ELU para a combinação acidental	143
Tabela 8.46. – Frequências próprias da ponte em estudo na situação da Ponte Carregada ($d = 1,0 \text{ peões} / m^2$)	143
Tabela 8.47. – Deslocamentos, acelerações e classificação do conforto para a acção acidental	145
Tabela 8.48. – Momentos flectores devidos ao carregamento estático.....	146
Tabela 8.49. – Momentos flectores devidos ao carregamento dinâmico da acção acidental.....	146
Tabela 8.50. – Envolvente de momentos flectores devidos à acção dinâmica acidental para a verificação do ELU	146
Tabela 8.51. – Tensões normais máximas estimadas para a direcção y , nas condições de ELU para a abordagem dinâmica.....	147

Tabela 9.1. – Acções referentes ao peão isolado na situação da Ponte Vazia.....	151
Tabela 9.2. – Determinação da aceleração para as acções assinaladas	152
Tabela 9.3. – Classificação de conforto nas diversas categorias e para distintas acções	152
Tabela 9.4. – Dados obtidos na análise dinâmica de um grupo de peões	153
Tabela 9.5. – Análise das classes de conforto para os diferentes casos de carregamento.....	156
Tabela 9.6. – Momentos flectores devidos ao carregamento estático da Ponte Vazia	158
Tabela 9.7. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 1ºcaso analisado	159
Tabela 9.8. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 2ºcaso analisado	159
Tabela 9.9. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 3ºcaso analisado	160
Tabela 9.10. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 4ºcaso analisado	160
Tabela 9.11. – Envolvente final dos momentos flectores na situação da Ponte Vazia (casos individuais da acção)	160
Tabela 9.12. – Momentos flectores devidos ao carregamento estático da Ponte Vazia para o grupo	161
Tabela 9.13. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 1ºcaso analisado	161
Tabela 9.14. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 2ºcaso analisado	162
Tabela 9.15. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 3ºcaso analisado	162
Tabela 9.16. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 4ºcaso analisado	162
Tabela 9.17. – Envolvente final dos momentos flectores na situação da Ponte Vazia para o grupo de peões	163
Tabela 9.18. – Tensões normais máximas estimadas para a direcção y , nas condições de serviço	163
Tabela 10.1. – Frequências naturais apuradas pelo ensaio experimental (Hz)	172
Tabela 10.2. – Frequências naturais apuradas através da modelação computacional (Hz).....	172
Tabela 10.3. – Acções consideradas na avaliação do caso isolado de um peão em andamento próximo dos 2 Hz	176
Tabela 10.4. – Resultados da modelação numérica.....	177
Tabela 10.5. – Modelação numérica do grupo de peões em andamento a 2 Hz	180
Tabela 10.6. – Resposta às acções relativas ao grupo de peões de três elementos	180
Tabela 10.7. – Acções concentradas sugeridas pelo autor para simular o efeito do grupo de três pessoas	181
Tabela 10.8. – Resposta da estrutura quando submetida a uma carga dinâmica concentrada contabilizando o efeito de um grupo de três pessoas.....	181

Tabela 10.9. – Acções consideradas na avaliação do caso isolado de um peão em corrida.....	183
Tabela 10.10. – Resultados da modelação numérica	184
Tabela 10.11. – Modelação numérica sugerida pelo autor para um grupo de peões em corrida.....	186
Tabela 10.12. – Resposta às acções relativas ao grupo de peões de três elementos.....	186
Tabela 10.13. – Componentes modais relativas ao primeiro modo vertical de vibração (Lado Nascente)	190
Tabela 10.14. – Componentes modais relativas ao primeiro modo de torção (Lado Nascente).....	191
Tabela 10.15. – Componentes modais relativas ao segundo modo vertical de vibração (Lado Nascente)	191
Tabela 10.16. – Componentes modais relativas ao terceiro modo de torção (Lado Nascente).....	192
Tabela 10.17. – Frequências naturais obtidas com e sem a instalação do TMD na modelação numérica	200
Tabela 10.18. – Comparação de resultados para a frequência própria auferida mediante cada método e estimativa do erro cometido	202
Tabela 10.19. – Acções concentradas sugeridas pelo autor para simular o efeito do grupo de três pessoas	202
Tabela 10.20. – Resposta da modelação da Ponte Real com TMD quando submetida a uma carga dinâmica concentrada contabilizando o efeito de um grupo de três pessoas	203
Tabela 10.21. – Comparação de resultados para as acelerações auferidas mediante cada método e estimativa do erro cometido	204
Tabela 10.22. – Acção concentrada sugerida pelo autor para simular o efeito do grupo de três pessoas	204
Tabela 10.23. – Resposta medida pelo ROBOT	205
Tabela 10.24. – Comparação de resultados para as acelerações auferidas mediante cada método e estimativa do erro cometido	206

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

INTRODUÇÃO

ELS - Estado(s) Limite(s) de Serviço ou Estado(s) Limite(s) de Utilização;

ELU - Estado(s) Limite(s) Último(s);

CAPÍTULO 2

f_p - frequência do movimento (ou frequência natural da estrutura);

FF/s - número de passadas por segundo;

v_p - velocidade do peão;

l_p - comprimento da passada;

t_c - tempo de contacto pé-pavimento;

F_a - factor de amplificação dinâmica da carga;

G - peso da pessoa;

α_i - o coeficiente de Fourier da i -ésima harmónica;

$G \cdot \alpha_i$ - amplitude da harmónica;

ϕ_i - ângulo de fase da i -ésima harmónica relativamente à primeira;

K_p - factor de impacto dinâmico;

$F_{p,máx}$ - valor máximo da força aplicada;

T_p - período do movimento;

λ - fluxo médio de pessoas num intervalo de tempo;

T_o - tempo necessário para cruzar a ponte;

L - comprimento da ponte;

v_s - velocidade do peão;

N_p - número de pessoas presentes;

N_{eq} - número de peões equivalentes;

ξ - percentagem de amortecimento crítico ou coeficiente de amortecimento da estrutura;

n - número total de harmónicos considerados;

K - constante de proporcionalidade;

V - velocidade da plataforma da ponte;

f_1 - primeira frequência própria transversal;

m_1 - massa generalizada do modo transversal;

CAPÍTULO 3

TMD - “*Tuned Mass Damper*”, da terminologia Inglesa;

ADA - “*Amortisseurs Dynamiques Accordés*”, da nomenclatura francesa;

m_d - massa do TMD;

M_H - massa modal da estrutura original relativo ao modo de vibração crítico;

μ - rácio entre a massa do TMD e a massa modal da estrutura;

f_d - frequência do TMD;

f_s - frequência da estrutura original;

δ_{opt} - rácio óptimo entre frequências para um TMD;

ξ_{opt} - rácio óptimo para o amortecimento do TMD;

k_d - constante de rigidez do TMD;

c_d - constante de amortecimento do TMD;

ξ_s - coeficiente de amortecimento da estrutura no modo de vibração em análise;

CAPÍTULO 4

ELS - Estado(s) Limite(s) de Serviço ou Estado(s) Limite(s) de Utilização;

f_1 - frequência fundamental da estrutura;

$a_{m\acute{a}x}$ - aceleração máxima;

$F(t)$ - força dinâmica pontual;

$\sin(\alpha)$ - função seno (sinusoidal) de argumento α ;

f_0 - frequência fundamental vertical;

t - tempo de análise;

v_t - velocidade do deslocamento do peão;

$F_v(t)$ - Força dinâmica pontual vertical;

$F_h(t)$ - Força dinâmica pontual horizontal;

- $\alpha_{n,v}$ - coeficiente numérico relativo ao harmónico n e à direcção vertical;
- $\alpha_{n,h}$ - coeficiente numérico relativo ao harmónico n e à direcção horizontal;
- n - número do harmónico considerado;
- Q - peso estático da pessoa modelo considerada;
- f - frequência da excitação;
- $\varphi_{n,v}$ - ângulo de fase do harmónico n relativamente à direcção vertical;
- $\varphi_{n,h}$ - ângulo de fase do harmónico n relativamente à direcção horizontal;
- N_p - número total de peões intervenientes;
- $C(N_p)$ - coeficiente de correlação;
- SRA* - *Swedish Road Administration*;
- RMS - Root-Mean-Square;
- a_{RMS} - aceleração (Root-Mean-Square);
- N_{eq} - número equivalente de peões;
- k_i - constantes geradoras da amplitude da acção $F(t)$;
- f_F - frequência da acção;
- B - largura da ponte;
- L - comprimento entre apoios;
- y_e - flecha estática;
- f_y - frequência principal de vibração;
- k - factor de configuração da estrutura;
- ψ - factor de resposta dinâmica;

CAPÍTULO 5

- $F_i(t)$ - acção dinâmica concentrada segundo a direcção i ;
- $\sin(\alpha)$ - função seno (sinusoidal) de argumento α ;
- $\cos(\alpha)$ - função co-seno (sinusoidal) de argumento α ;
- f_i - frequência natural associada à direcção i ;
- G - peso do peão;
- ELS - Estado(s) Limite(s) de Serviço ou Estado(s) Limite(s) de Utilização;
- ELU - Estado(s) Limite(s) Último(s);

d - densidade das pessoas envolvidas;

S - superfície da ponte;

ξ - taxa de amortecimento crítica;

N_p - número de peões sobre a ponte;

N_{eq} - número equivalente de peões;

F_0 - componente do carregamento G_0 de um peão;

G_0 - peso do peão;

ψ - coeficiente redutor da acção;

2D - visualização a duas dimensões;

3D - visualização a três dimensões;

$\xi_{mod o,i}$ - coeficiente de amortecimento médio ponderado da estrutura, no modo i ;

ξ_m - coeficiente de amortecimento do material m ;

$k_{m,i}$ - contribuição do material m na rigidez global da estrutura, no modo i ;

EI_m - contribuição do material m na rigidez global EI da secção;

γ_g - coeficiente de majoração das cargas permanentes;

g - aceleração da gravidade;

CAPÍTULO 6

ELS - Estado(s) Limite(s) de Serviço ou Estado(s) Limite(s) de Utilização;

ELU - Estado(s) Limite(s) Último(s);

E_d - combinação de cálculo segundo o SYNPEX;

R_d - componente resistente de cálculo do material;

$G_{k,j}$ - acções permanentes;

P - acções relativas ao peso dos peões;

A_d - acção de natureza accidental;

ψ - coeficiente redutor das acções;

$Q_{k,1}$ - acção variável base;

$Q_{k,i}$ - acção variável secundária ou não base;

γ_i - coeficiente de majoração das acções ou factor de segurança;

TCi - classificação do tráfego pedonal;

v - velocidade dos peões;

d - densidade de peões;

R^2 - índice de aproximação dos resultados à uma dada lei analítica;

$\sin(\alpha)$ - função seno (sinusoidal) de argumento α ;

$F_{p,i}(t)$ - acção periódica na direcção i , relativa à marcha ou corrida do peão;

G - peso do peão;

$\alpha_{i,j}$ - coeficientes de Fourier para o i -ésimo harmónico, segundo a direcção j ;

f_S - frequência do passo de um peão;

ϕ_i - diferença de fase do i -ésimo harmónico;

n - número total de harmónicos considerados;

v_S - velocidade do peão;

k - factor redutor da resposta dinâmica;

L - comprimento do vão principal;

L_1 - comprimento do vão adjacente;

$P(t)$ - Acção harmónica distribuída, relativa à um conjunto de peões;

$F_i(t)$ - força harmónica geral inerente ao efeito de um peão modelo;

G' - amplitude da acção harmónica individual;

f_i - frequência da excitação associada à direcção i ;

n' - número equivalente de peões;

S - superfície de carregamento ou superfície do tabuleiro;

ξ - coeficiente de amortecimento da estrutura;

$P_{mov}(x,t)$ - função de carga pontual de um grupo;

D_{eq} - densidade equivalente do grupo de peões;

N_p - número de pessoas constituintes de um grupo/multidão de peões;

δ_{Grupo} - sincronização do grupo de peões enquanto a acção como carga pontual;

$\delta_{D,eq}$ - sincronização do grupo de peões enquanto a acção como carga distribuída;

CAPÍTULO 7

RMS - Root-Mean-Square;

$a_{máx}$ - aceleração máxima;

f_1 - frequência natural da estrutura ou frequência da excitação da acção;

y - flecha estática verificada a meio vão devida à acção de um peão de peso 700 N ;

K - coeficiente que traduz a geometria da estrutura;

ψ - factor de resposta dinâmica;

ξ - coeficiente de amortecimento da estrutura;

α - coeficiente de Fourier da harmónica preponderante na função de carga;

Φ - factor de amplificação dinâmica;

CAPÍTULO 8

ELS - Estado(s) Limite(s) de Serviço ou Estado(s) Limite(s) de Utilização;

ELU - Estado(s) Limite(s) Último(s);

A_x - secção transversal do perfil metálico;

I_y - momento de inércia relativo à direcção y ;

I_z - momento de inércia relativo à direcção z ;

γ - peso volúmico original de um dado material;

e - espessura do pilar de betão armado;

V_o - volume do elemento considerado;

E - módulo de elasticidade dos perfis metálicos;

E_{cm} - módulo de elasticidade do betão;

G - módulo de distorção;

ν - coeficiente de Poisson;

\overline{m} - massa por unidade de comprimento da estrutura metálica da ponte;

g - aceleração da gravidade;

\overline{p} - peso da madeira por unidade de superfície;

\overline{c} - carga distribuída total por unidade de comprimento sobre cada IPE600;

j^* - peso volúmico fictício dos perfis IPE600 relativo à Ponte Vazia;

ω - frequência angular da estrutura;

f - frequência natural ou frequência própria da estrutura;

k - rigidez da estrutura;

m - massa da estrutura;

d - densidade de peões;

j^{**} - peso volúmico fictício dos perfis IPE600 relativo à Ponte Carregada;

\bar{d} - densidade das pessoas envolvidas;

c_i - maior componente vectorial registada na frequência própria f_i ;

U_i - componente modal segundo a direcção i ;

f_i - frequência própria específica do modo i de vibração ou frequência da acção dinâmica;

M_i - massa modal equivalente;

\underline{M} - matriz de massa do sistema;

$\underline{\varphi}_i$ - vector modo de vibração;

k_i - rigidez modal;

A - coeficiente que é função das condições iniciais do movimento;

B - coeficiente que é função das condições iniciais do movimento;

ξ_i - coeficiente de amortecimento crítico relacionado com o modo $\underline{\varphi}_i$;

w_i - frequência angular do modo $\underline{\varphi}_i$;

$p_{o,i}$ - amplitude da acção sinusoidal do modo $\underline{\varphi}_i$;

\bar{w} - frequência angular da acção;

r_i - razão entre as frequências angulares da acção e da estrutura, no modo $\underline{\varphi}_i$;

$w_{a,i}$ - frequência angular amortecida para o modo $\underline{\varphi}_i$;

$U_{o,i}$ - deslocamento estático da acção;

Δt - intervalo mínimo de integração da função;

T - período do movimento, em correspondência com a máxima frequência de interesse dinâmico;

G - peso do peão;

CC - classificação de conforto;

TMD - “*Tuned Mass Damper*”, da terminologia Inglesa;

$\sin(\alpha)$ - função seno (sinusoidal) de argumento α ;

$\cos(\alpha)$ - função co-seno (sinusoidal) de argumento α ;

$F_i(t)$ - acção dinâmica concentrada;

- $u(t)_{máx}$ - resposta dinâmica máxima registada em termos de deslocamentos;
- $a(t)_{máx}$ - resposta dinâmica máxima registada em termos de acelerações;
- $F_v(t)$ - Acção sinusoidal vertical distribuída;
- f_v - frequência vertical de excitação;
- ξ - coeficiente de amortecimento;
- N_p - número de peões intervenientes;
- t - tempo de análise;
- ψ - factor correctivo da acção relativo à Guideline;
- L - comprimento do vão livre entre apoios consecutivos;
- $\delta_{máx}$ - deslocamento vertical máximo para controlo do ELS segundo a abordagem clássica;
- ψ_i - factor correctivo da acção relativo ao RSA;
- Q - sobrecarga do tabuleiro associada aos peões;
- M_i^j - momento flector associado à direcção i , na secção j ;
- σ_i - tensão normal na direcção i ;
- I_i - inércia da secção na direcção i ;
- d_i - distância do eixo neutro à fibra onde é pretendido conhecer a tensão; relativo à direcção i ;
- G_k - peso próprio do tabuleiro da ponte;
- V - acção horizontal do vento;
- \vec{e}_z - versor da direcção vertical;
- \vec{e}_y - versor da direcção transversal;
- γ_G - coeficiente de majoração das cargas permanentes para avaliação ao ELU;
- γ_Q - coeficiente de majoração das cargas variáveis para avaliação ao ELU;
- g_h - acção horizontal relativa às guardas;
- V_H - acção total horizontal;
- v_b - velocidade básica do vento;
- RSA - Regulamento de Segurança e Acções;
- w_k - pressão dinâmica do vento;
- h - altura da estrutura acima do solo;
- α - ângulo de incidência do vento relativamente ao alinhamento horizontal;

δ_{fi} - coeficientes de força em perfis na direcção i ;

b' - altura do perfil IPE tipo;

$F_{i'}$ - forças por unidade de comprimento segundo a direcção i ;

ρ - factor de correcção das forças $F_{i'}$;

CAPÍTULO 9

m^* - massa generalizada;

ρ - relação do acréscimo da massa da estrutura devida à presença de pessoas;

μ_P - massa do conjunto de peões por unidade de comprimento;

μ_D - massa do tabuleiro da ponte pedonal por unidade de comprimento;

μ_i - massa do elemento i da ponte;

$\phi(x)$ - modo de vibração associado à uma frequência natural da estrutura f ;

f - frequência natural da estrutura;

f' - frequência da estrutura modificada pela mudança de massa;

ELS - Estado(s) Limite(s) de Serviço ou Estado(s) Limite(s) de Utilização;

ELU - Estado(s) Limite(s) Último(s);

α_1 - coeficiente do SYNPEX relativo à amplitude do primeiro harmónico da acção;

φ_1 - coeficiente do SYNPEX relativo à fase do primeiro harmónico da acção;

$F_{pi,v}$ - acção pontual definida pelo SYNPEX para o caso de estudo i ;

k - coeficiente redutor da resposta para o caso do peão isolado;

CC - classificação do conforto;

D_{eq} - densidade de peões equivalente;

G' - amplitude da acção harmónica;

$P_i(t)$ - acção associada ao grupo de peões;

f_i - frequência natural relacionada com o caso de estudo i ;

d - densidade de peões;

S - superfície horizontal;

ξ - coeficiente de amortecimento da estrutura;

N_{eq} - número de peões equivalentes;

M_i^j - momento flector associado à direcção i , na secção j ;

σ_i - tensão normal na direcção i ;

I_i - inércia da secção na direcção i ;

d_i - distância do eixo neutro à fibra onde é pretendido conhecer a tensão; relativo à direcção i ;

CAPÍTULO 10

3D - visualização a três dimensões;

ξ - coeficiente de amortecimento;

G - peso estático do peão modelo;

$\sin(\alpha)$ - função seno (sinusoidal) de argumento α ;

$\cos(\alpha)$ - função co-seno (sinusoidal) de argumento α ;

f_i - frequência de excitação;

k - coeficiente redutor da resposta individual pelo SYNPEX;

α_i - coeficiente de Fourier definidor do harmónico i ;

ϕ_1 - ângulo de fase da acção relativamente ao primeiro harmónico;

Δt - intervalo de integração da função dinâmica;

$u(t)_{Máx}$ - resposta máxima registada no programa ROBOT em termos de deslocamentos;

$a(t)_{Máx}$ - resposta máxima registada no programa ROBOT em termos de acelerações;

$a(t)_{Máx}^{Real}$ - resposta admitida como real depois de aplicado o coeficiente redutor k ;

$u(t)$ - deslocamento no ponto onde se localiza o aparelho de registo experimental;

$a(t)$ - aceleração no ponto onde se localiza o aparelho de registo experimental;

$a(t)_{Real}$ - resposta admitida como real depois de aplicado o coeficiente redutor no local de registo;

D_{eq} - densidade de peões equivalente;

ψ - coeficiente redutor da amplitude da acção dinâmica;

ELS - Estado(s) Limite(s) de Serviço ou Estado(s) Limite(s) de Utilização;

ELU - Estado(s) Limite(s) Último(s);

X_1 - deslocamento máximo da estrutura;

$X_{1,est}$ - deslocamento estático;

ΔG_i - amplitude de Fourier do primeiro harmónico da acção;

TMD - “*Tuned Mass Damper*”, da terminologia Inglesa;

M_H - massa modal da ponte em estudo;

m_d - massa do TMD;

k_d - rigidez do TMD para a direcção em que este actua;

c_d - constante de amortecimento do TMD;

$k_{1,n}$ - rigidez modal do modo de vibração;

$\omega_{1,n}$ - frequência angular do movimento,

μ - razão entre as massas do TMD e a massa modal respectiva;

δ_{opt} - melhor rácio entre as frequências da estrutura e a do TMD;

ξ_{opt} - coeficiente de amortecimento óptimo para o funcionamento do TMD;

ω_a - nova frequência angular da estrutura após a implementação TMD (mais baixa que a original);

ω_b - nova frequência angular da estrutura após a implementação TMD (mais alta que a original);

ϕ_a - primeiro modo de vibração relativo a um oscilador de dois graus de liberdade;

ϕ_b - segundo modo de vibração relativo a um oscilador de dois graus de liberdade;

ξ_a - coeficiente de amortecimento da estrutura após a implementação do TMD relacionado com ω_a ;

ξ_b - coeficiente de amortecimento da estrutura após a implementação do TMD relacionado com ω_b ;

$d_{Hd}(\omega)$ - resposta do sistema amortecido;

$F(\omega)$ - amplitude da acção harmónica;

ω - frequência angular da acção;

f_s - frequência original antecedente à colocação do TMD;

M_a - massa modal relativa ao modo de vibração ϕ_a ;

C_a - constante de amortecimento modal relativo ao modo de vibração ϕ_a ;

M_b - massa modal relativa ao modo de vibração ϕ_b ;

C_b - constante de amortecimento modal relativo ao modo de vibração ϕ_b ;

\underline{M} - matriz de massa do sistema de dois graus de liberdade;

i - notação da componente imaginária referente aos números complexos;

$d_H(\omega)$ - resposta da estrutura não amortecida;

$a_{Hd}(\omega)$ - aceleração da estrutura amortecida;

$a_H(\omega)$ - aceleração da estrutura não amortecida;

E_d - módulo de deformabilidade do material constitutivo da barra que simula o TMD;

A_d - secção transversal da barra equivalente na simulação do TMD;

a_d - lado da secção transversal A_d , se esta for quadrada;

L_d - comprimento axial da barra que simula o TMD;

CONCLUSÃO

ELS - Estado(s) Limite(s) de Serviço ou Estado(s) Limite(s) de Utilização;

ELU - Estado(s) Limite(s) Último(s);

TMD - “*Tuned Mass Damper*”, da terminologia Inglesa;

INTRODUÇÃO

1.1. O PRIMEIRO PASSO DO HOMEM

A história da humanidade tem por base certas teorias de evolução, as quais traduzem cada uma à sua maneira, o modo como pensam que se tenha processado a evolução do homem e o desenvolvimento do respectivo cérebro. Uma dessas teorias revela-se contudo fundamental para a explicação do fenómeno do caminhar do ser humano actual, conhecido por *Homo Sapiens Sapiens*, argumentando que para atingirmos o auge de evolução até esta espécie, muitos milhares de milhões de anos foram necessários. A *Teoria da Selecção Natural* proposta por *Charles Darwin*, reflecte um conjunto de princípios segundo os quais a capacidade desigual dos indivíduos sobreviverem e se reproduzirem no meio que os rodeia, impele ao processamento de mudanças radicais nessa mesma população, e deste modo, as características que ajudam o organismo a sobreviver e a se reproduzir são acumuladas e asseguradas ao longo das gerações ao invés do que sucede com aquelas que obstam a sua sobrevivência e reprodução, uma vez que acabam por serem perdidas e ultrapassadas.

A Figura 1.0 [1] procura ilustrar genericamente o processo de evolução humana defendida por muitos cientistas a nível mundial:



Fig.1.0. – Processo de evolução humana até aos dias actuais baseado na Teoria de Darwin [1].

Assim, à luz da Teoria de Darwin, o homem desde cedo necessitou de progredir e tornar-se caçador para salvaguardar a sua subsistência, necessitando para tal de libertar dois dos apoios que garantiam o seu equilíbrio vertical. Mediante este princípio, desde o *Homo Habilis*, ancestral do *Homo Sapiens Sapiens*, que nunca mais na linha da evolução humana houve alguma espécie que se movimentasse como um ser quadrúpede, e como tal acredita-se que todas as espécies oriundas da primeira se transladavam como bípedes, à semelhança dos dias actuais.

O modo como nos movimentamos ao andar é por isso uma característica própria e intrínseca dos seres humanos, que tal como a linguagem, ou a articulação de gestos como sorrir ou chorar, e à semelhança de características físicas e fisiológicas tais como o facto de ter o dedo pulgar em oposição aos outros dedos de uma mesma mão, ou ainda o facto da dentadura humana constatar uma alimentação mais equilibrada e não tanto carnívora, qualifica uma das muitas peculiaridades que compõem o ser humano actual.

Em termos de engenharia, o caminhar tem sido objecto de estudo por diversos investigadores a nível mundial nas últimas décadas, com o intuito específico de caracterizar as acções dinâmicas induzidas pelo caminhar do homem nas diversas estruturas, em especial nas pontes pedonais, de modo a possibilitar a avaliação dos seus efeitos.

Conhecido o ritmo da passada do ser humano, a acção de caminhar não é mais do que uma força dinâmica, que pode ser estudada através dos princípios e fundamentos da Dinâmica de Estruturas associados a uma única pessoa, sendo depois generalizados para grupos de indivíduos através de estudos estatísticos.

1.2. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO HUMANA NAS VIBRAÇÕES EM PONTES PEDONAIAS

Nas últimas décadas numerosas tentativas assomaram no sentido de implementar novos materiais na construção de pontes pedonais, com vista a facultar aos projectistas condições para que fossem criadas estruturas mais leves, mais esbeltas e mais estéticas. Em resultado, pode-se verificar que muitas das estruturas concebidas nessa ideologia se tornaram mais susceptíveis às vibrações quando submetidas à carregamentos dinâmicos. Por este motivo, além da acção do vento, cujas características oscilatórias são mais que conhecidas, os carregamentos dinâmicos induzidos pela passagem de peões, seja ao caminhar, seja em corrida, acabaram por ganhar um novo papel primordial na análise deste tipo de estruturas.

Acontece que, enquanto as acções devidas ao vento são admitidas para uma avaliação da capacidade resistente da estrutura no Estado Limite Último (ELU), já as vibrações aliciadas pelo movimento pedestre pode afectar o nível de conforto ressentido pelo utilizador, uma vez que os seres humanos são extremamente sensíveis às oscilações verticais e horizontais. Deste modo, deverá ainda na fase de projecto fazer-se um estudo que permita auferir e quantificar a resposta da ponte nas condições de serviço (ELS).

Tal como foi já mencionado anteriormente, nos últimos anos tem figurado em diversas estruturas pedonais comportamentos laterais de real importância, quando sob a sua superfície se instalam densidades importantes. A excitação do modo horizontal de vibração em todas elas acabou por revelar-se um verdadeiro incómodo e chegou mesmo a causar perturbações na capacidade dos peões manterem o seu equilíbrio natural e por conseguinte a sequência do passo. Assim, com base nestes acontecimentos, as pontes pedonais devem ser cuidadosamente projectadas de modo a que este fenómeno de sincronização horizontal com a estrutura, não aconteça com facilidade.

O levantamento de tantas ocorrências do fenómeno vibratório indicam que as ditas estruturas não devem ser dimensionadas apenas para os casos de carga estáticos, mas devem por isso comportar situações concisas de uma avaliação ao comportamento dinâmico. Nessa perspectiva, algumas normas admitem como uma medida inicial de prevenção para um pré-dimensionamento seguro, uma restrição das frequências naturais da ponte, depois de atestada uma análise modal. A essência da questão é posta ao rubro, quando os investigadores se apercebem de que as frequências próprias não constituem isoladamente o parâmetro mais influente para a resposta dinâmica de uma ponte pedonal, mas que factores como o amortecimento, a massa do tabuleiro e carregamento pedestre têm também o seu contributo garantido.

A metodologia de dimensionamento e verificação dinâmica deve então conter os parâmetros intervenientes que mais interessam, e acautelar em face de carregamentos pedonais previstos para a ponte, que o cálculo dinâmico satisfaz os requisitos de conforto mínimos. Porém nas situações em que não se consegue verificar o critério de conforto pretendido, dever-se-á proporcionar medidas que reduzam as vibrações, como seja através de mudanças estruturais favoráveis, ou então fazer antever ainda na fase de projecto, da implementação de dispositivos dissipadores de energia e que de algum modo regularizem as oscilações.

Desde logo é possível constatar que quanto mais cedo for focalizado o problema quanto às vibrações, mais facilmente podem ser adoptadas medidas correctivas, daí as necessidades e as recomendações que estão implícitas nas normas em avaliar o desempenho da estrutura para as acções dinâmicas ainda na fase de projecto, muito embora o amortecimento, assim como algumas propriedades da fundação sejam desconhecidas e tenham que ser meramente estimadas. O que é importante é o engenheiro tomar consciência do que será uma estimativa das vibrações, mediante uma análise dinâmica simples e que tem como analogia um peão ou grandes massas em movimento. Por outro lado, depois de concluída a obra, uma medição local das principais variáveis chave, por exemplo do amortecimento, permitem olhar para atrás e refazer os cálculos dinâmicos, desta vez com o intuito de reajustar resultados, e de verificar ainda se nas novas condições não é satisfatório o nível de conforto, situação aliás que obriga à escolha criteriosa de dispositivos redutores das vibrações, em número suficiente.

A sistematização dos conceitos e princípios em que assenta a metodologia do estudo do comportamento dinâmico de pontes pedonais, representa um meio que tem por objectivo final dar resposta aos problemas levantados pelos engenheiros da concepção, mediante o controlo de três ideias fundamentais:

- Verificar que as vibrações experimentadas pelo tabuleiro devidas ao fluxo pedonal são minimamente aceitáveis para os usuários;
- Constatar que o fenómeno da sincronização lateral entre a estrutura e os diversos peões não acontece qualquer que seja o cenário de carga idealizado;
- Resguardar que a estrutura pedonal não atinge o colapso quando sujeita a situações intencionais de carga por grupos que até possam vir a ter esse propósito.

Graças aos estudos desenvolvidos nas diversas comunidades científicas um pouco por todo o mundo, parece delinear-se um conjunto de instruções básicas que deve adoptar um projectista para o ajudar neste tipo de análise. Ao abrigo das normas existentes, assim como nas guias mais recentes, essas mesmas recomendações constituem as bases comuns à redacção de muitas delas e podem ser subdivididas em cinco pontos como a seguir se enumeram:

- Os requisitos de projecto;
- Os modelos da acção para um peão individual, grupos de peões, grandes concentrações de peões e a excitação intencional;

- Os critérios de conforto que evitam qualquer possibilidade de ocorrência da sincronização horizontal;
- As gamas de conforto em termos de acelerações;
- A modelação numérica.

Por outro lado, também em virtude dos novos estudos internacionais direccionados para as pontes já concebidas, existe toda uma panóplia de informação quanto aos métodos conhecidos que são mais eficazes para neutralizar as vibrações, assim como os processos de optimização da implementação destes na obra real. Deve-se notar que a par da eficiência tecnológica, existe uma variável custo que deve também ser avaliada com detalhe e encarada com alguma reserva, visto que pode condicionar a economia total da obra, de tal forma que inviabiliza o seu recurso enquanto solução. Nesses casos deve-se procurar soluções alternativas que não sejam tão dispendiosas, e que sejam porventura mais simples.

De seguida iniciar-se-á o estudo das acções dinâmicas que melhor representam os efeitos induzidos pelo homem nas pontes pedonais.

2

ESTUDO DO MOVIMENTO DO CORPO HUMANO

2.1. CAMINHAR E CORRER

2.1.1. DESCRIÇÃO GERAL

Os parâmetros que mais condicionam a acção de um peão quando este se desloca sobre uma ponte pedonal, são a frequência da passada, a velocidade de passagem, e a função temporal do carregamento. De seguida explica-se detalhadamente cada um dos parâmetros anteriores.

2.1.2. FREQUÊNCIA DA PASSADA

A frequência de passagem (f_p) consiste no número de passadas por segundo (FF/s), e é expressa no sistema internacional em Hz . Para um caminhar normal sobre uma superfície horizontal, Matsumoto [2] e Schulze [3] definem a sua variação num intervalo entre $1,5 Hz$ a $2,5 Hz$ (Fig.2.1).

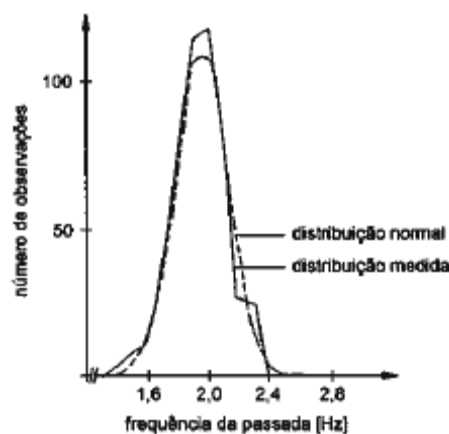


Fig.2.1. – Distribuição das frequências de passada para um caminhar normal [2].

Os resultados experimentais têm uma boa aproximação a uma distribuição normal com um valor médio de $2 Hz$ e um desvio padrão respectivo de $0,13 Hz$ até $0,18 Hz$. Para Kramer [4], os valores são ligeiramente diferentes, sendo o valor médio de $2,2 Hz$ e $0,3 Hz$ o desvio padrão. A título

informativo, o autor registou num conjunto de ensaios realizados por diversos indivíduos, um valor médio próximo de $1,78\text{Hz}$, situado no intervalo definido pelos primeiros dois autores.

Refere-se contudo que, para obter valores superiores aos 2Hz , é necessário recorrer a uma passada que, no entender do autor, é claramente desconfortável para um peão, pela rapidez do movimento, sendo por isso valores muito raramente obtidos pela população em geral, em especial pela população portuguesa.

No caso de um caminhar mais rápido, designadamente o “jogging”, a média dos valores obtidos varia entre $2,4\text{Hz}$ e $2,7\text{Hz}$ [5, 6]. Valores como 5Hz de frequência são atingidos em corridas a velocidades elevadas [7]. De salientar no entanto que, em estruturas pedestres, a frequência da passada raramente excede os $3,5\text{Hz}$ [5].

2.1.3. VELOCIDADE DO PEÃO

A velocidade do peão (v_p) está relacionada com a frequência da passada através do comprimento do passo (l_p). Desta forma resulta que diferentes pessoas podem ter distintos comprimentos e frequências de passada e apresentarem todavia a mesma velocidade de passagem. A Figura 2.2 revela alguns detalhes da interdependência entre estes parâmetros, obtidos a partir de numerosos ensaios e que permitiram compilar a Tabela 2.1 [7].

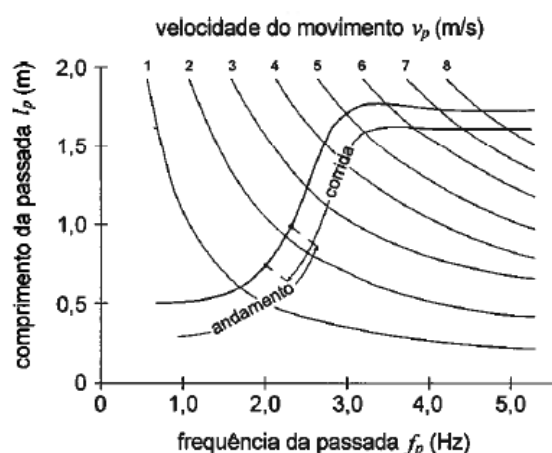


Fig.2.2. – Velocidade de passagem e comprimento da passada em função da frequência da passada f_p .

Tabela 2.1. – Valores médios da frequência de passada, velocidade de passada e comprimento do passo para diferentes tipos de movimento [7].

Tipo de movimento	f_p [Hz]	v_p [m/s]	l_p [m]
Caminhada lenta	≈ 1.7	1.1	0.60
Caminhada normal	≈ 2.0	1.5	0.75
Caminhada rápida	≈ 2.3	2.2	1.00
Corrida lenta (jog)	≈ 2.5	3.3	1.30
Corrida rápida (sprint)	> 3.2	5.5	1.75

2.1.4. FUNÇÃO TEMPORAL DO CARREGAMENTO

Enquanto caminhamos ou corremos, exercemos um carregamento dinâmico vertical e horizontal, este último divisível ainda na direcção longitudinal e transversal do movimento. Pode-se materializar esse mesmo carregamento através de uma força com variação temporal e espacial. Existem diversas variáveis a ter em conta na análise da descrição temporal da carga, tais como a frequência da passada, algumas particularidades do caminhar, o peso e sexo da pessoa, o tipo de calçado, ou as condições da superfície do pavimento, entre outros. Assim, é natural que um mesmo indivíduo possa apresentar uma vasta gama de funções de carga, o que dificulta o estudo deste tipo de acções.

É possível construir um gráfico do comportamento da função de carga para um único indivíduo, e notar as principais diferenças entre alguns parâmetros, como mostrado na Figura 2.3:

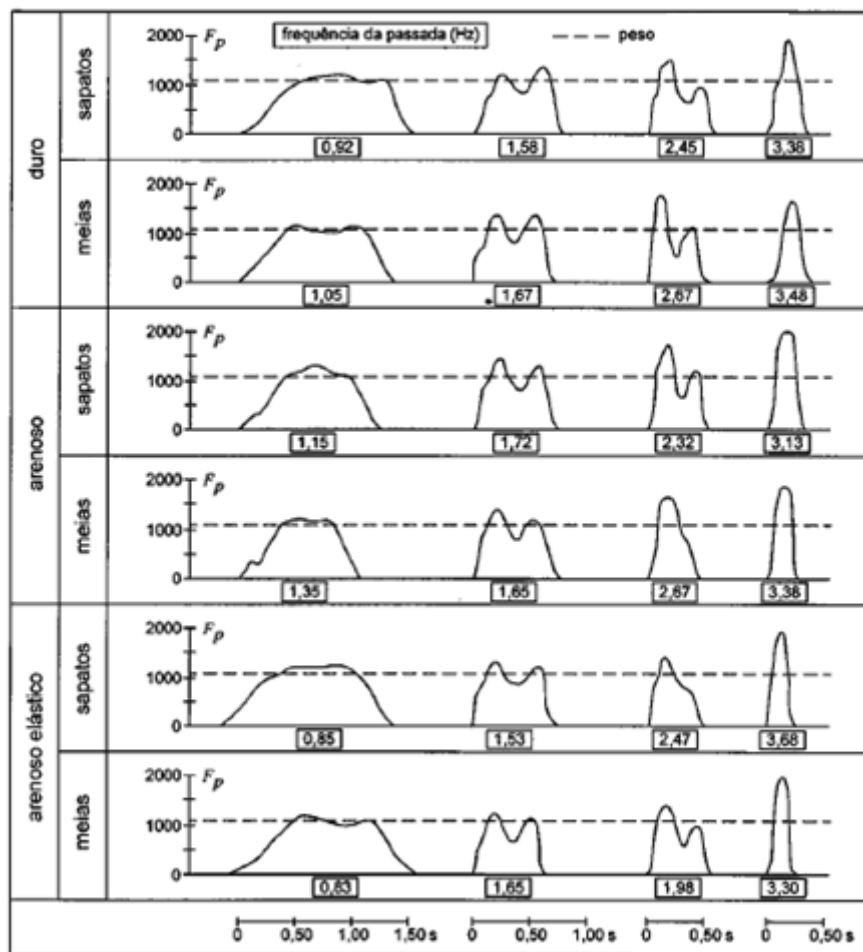


Fig.2.3. – Funções temporais da carga para várias frequências de passagem, tipo de calçado e condições do pavimento [8].

2.1.5. VARIAÇÃO TEMPORAL DA FUNÇÃO DE CARGA VERTICAL

A figura anterior representa o modo de variação da função de carga vertical de um peão, para diferentes tipos de movimento, como sejam o caminhar normal, o “jogging”, ou a corrida. Os dados consistem no estudo elaborado para um indivíduo de aproximadamente 1100N de peso, e não só conseguem traduzir a forma da função, como ainda a relacionam com o incremento da força aplicada pelo indivíduo à estrutura, à medida que aumenta a rapidez do movimento.

Para a caminhada normal, a figura assemelha-se ao que se denomina pela forma de borboleta, caracterizada por dois picos que se devem ao facto do caminhar do humano ser procedido por um tempo inicial de colocação do pé, através do calcanhar, seguido de um tempo igualmente curto, e ao longo do qual entram em contacto simultaneamente a biqueira e o calcanhar, restando finalmente um tempo final para o apoio da biqueira no solo de modo a efectuar o destacamento entre o pé e o pavimento (Figura 2.4 [9]).



Fig.2.4. – Representação visual da passada de uma pessoa.

Durante este processo, é perceptível que os tempos de chegada e de levantamento do pé traduzem um aumento da força aplicada, daí resultando a forma mencionada. Já no caso de uma corrida, o tempo de contacto pé-pavimento é extremamente curto, não deixando margens para um duplo contacto, restringindo a forma da função de carga a apenas um valor de pico.

O que é fundamental esclarecer nesta fase é o facto de que, enquanto decorre uma corrida, diversos investigadores têm concluído que para além da diminuição do tempo de contacto, e da mudança da forma da função de carga, o gráfico desta tende a ultrapassar de uma forma considerável o valor do peso do indivíduo. Estudos mais elaborados vêm demonstrar que para valores inferiores a 1Hz , a carga máxima pouco excede o peso da pessoa, mas em corrida, a carga máxima pode atingir três vezes o seu peso.

O gráfico que a função de carga assume durante o “jogging” será algo intermédio entre o correspondente ao caminhar normal e a corrida, dependendo da velocidade do movimento para ser mais ou menos próximo dos anteriores. Para uma melhor compreensão, mostram-se as funções de carga das situações acima descritas na Figura 2.5 [7].

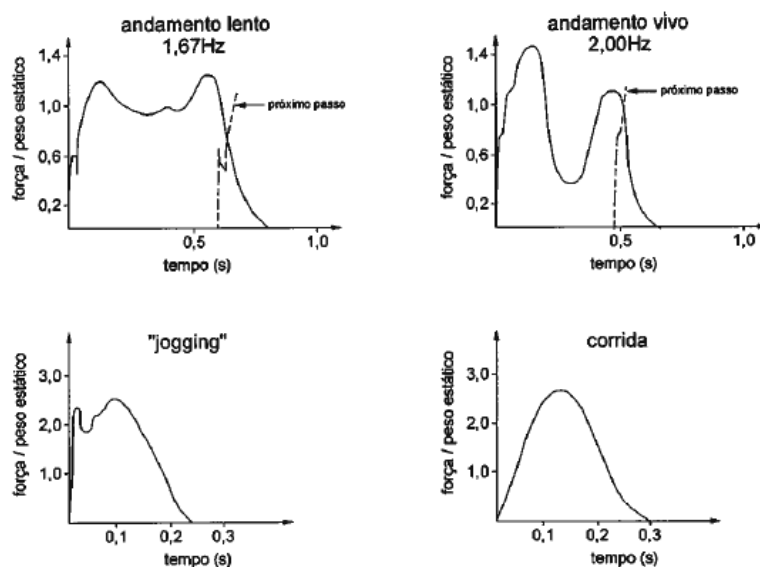


Fig.2.5. – Variação da função temporal da carga vertical para diversos modos de movimento [7].

Outro dado a ter presente e que é igualmente importante de modo a melhor compreender a formulação matemática que a seguir se irá desenvolver à respeito de melhor caracterizar a função temporal da carga, consiste na interpretação do modo de andar de uma pessoa, pois quando um indivíduo caminha, obriga ao contacto contínuo de pelo menos um dos pés no pavimento e existe mesmo um período de tempo durante o qual há uma sobreposição das contribuições de cada pé aquando do comprimento da passada, como a Figura 2.6 sugere [6]. Esta característica é fundamental se quisermos distinguir a forma de caminhar de um indivíduo, do modo de saltar ou correr do mesmo, dado que como mais adiante será visível, o gráfico da função de carga não é mais contínua em cada um destes dois últimos casos, mas poderá ainda ser considerada de grosso modo periódica.

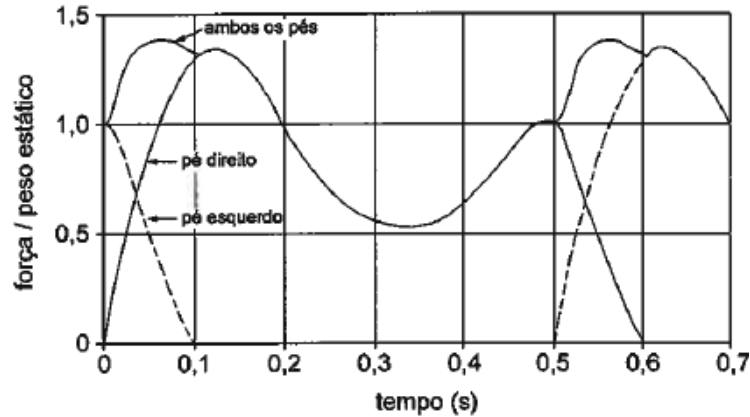


Fig.2.6. – Função de carga vertical para o andar relativo a uma sequência de passos [6].

Retomando a análise anterior, a variável tempo de contacto pé-pavimento (t_c) é necessária para proceder à formulação matemática das expressões que reproduzem a função de carga.

Wheeler [7] caracteriza o tempo de contacto pé-pavimento pelo ábaco presente na Figura 2.7 e o define como sendo o intervalo de tempo durante o qual é iniciado o contacto no solo por um pé, até deixar de haver qualquer contacto desse mesmo pé com o pavimento. A noção de factor de amplificação dinâmica da carga F_a surge também e consiste na razão entre o valor máximo da carga gerada pelo pé e o seu peso.

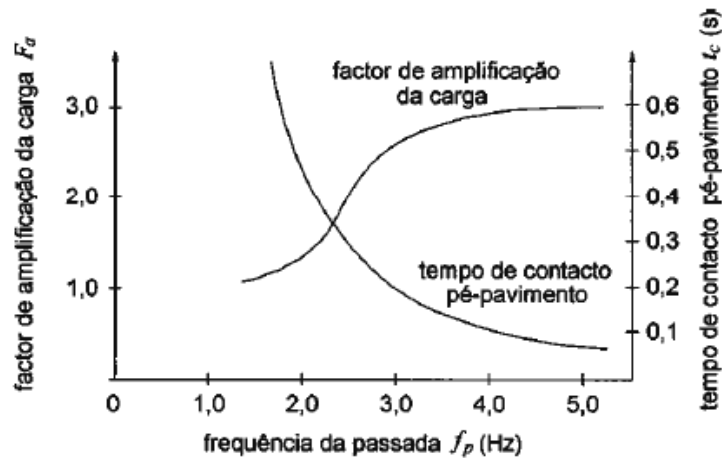


Fig.2.7. – Relação do tempo de contacto pé-pavimento t_c com a frequência da passada f_p e com o factor de amplificação dinâmica da carga F_a [7].

Facilmente constata-se que a frequência da passada e o tempo de contacto pé-pavimento são inversamente proporcionais, dado que à medida que se aumenta a rapidez do movimento tende-se a dar mais passos, mas em contrapartida é usada menor área de contacto do pé com o pavimento, normalmente traduzido pelo apoio da biqueira, encurtando o período de tempo durante o qual se processa o contacto. Além disso, enquanto um peão se desloca a grande velocidade, o facto de reduzir a área de contacto do pé com o solo faz com que sejam gerados incrementos importantes na função de carga em relação ao peso. Outra explicação assumida reverte para o facto de grandes frequências estarem associadas a acções mais energéticas sobre o pavimento, aumentando a intensidade das forças que lhe são aplicadas.

Uma vez feita esta avaliação das principais características que influenciam o movimento da função de carga ao longo do tempo, segue-se a modelação numérica para cada caso de movimento, conforme se trate do caminhar normal, corrida ou do salto rítmico.

2.1.5.1. FUNÇÃO TEMPORAL DA CARGA VERTICAL PARA O CAMINHAR NORMAL

Qualquer função periódica pode ser decomposta numa série de Fourier, que consiste num somatório de funções harmónicas. No caso específico da função de carga associada a um peão, apresenta-se a expressão 2.1 [9] para exemplificar a expressão sinusoidal do carregamento pretendido:

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G \cdot \alpha_i \cdot \text{sen}(2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t - \phi_i) \quad (2.1)$$

onde G é o peso da pessoa, α_i o coeficiente de Fourier da i -ésima harmónica, $G \cdot \alpha_i$ a amplitude da força correspondente, f_p a frequência da passada em Hz , ϕ_i o ângulo de fase da i -ésima harmónica relativamente à primeira, i o número de ordem dos termos da série e n o número total de harmónicas consideradas, sendo habitualmente considerado igual a três.

Os ângulos de fase ϕ_i , as amplitudes das harmónicas $\Delta G = G \cdot \alpha_i$ e os coeficientes de Fourier α_i têm sido objecto de estudo por parte de numerosos investigadores, de onde resultou alguma dispersão de resultados publicados. Deste modo, e de forma a simplificar a análise, são utilizados os valores ilustrados na Tabela 2.2, propostos por Bachmann [10] e Pernica [11]:

Tabela 2.2. Coeficientes de Fourier das primeiras três harmónicas para função de carga relativa ao caminhar normal.

Coeficientes	α_1	α_2	α_3
$1 \leq f_p \leq 1.5Hz$	$0.43f_p - 0.38$	0.1	0.1
$1.5 \leq f_p \leq 2.5Hz$	$0.43f_p - 0.38$	$0.15f_p - 0.125$	0.1

Já no que diz respeito aos ângulos de fase, Bachmann [10] propõe que sejam adoptados os valores que conduzam aos casos mais desfavoráveis de sobreposição de harmónicas, sendo no entanto contemplado que para o cálculo automático sejam considerados $\phi_1 = 0$, $\phi_2 = \pi/2$ e $\phi_3 = \pi/2$.

A título exemplificativo, a Figura 2.8 representa o desenvolvimento da expressão 2.1 para a função de carga associada ao caminhar, tendo o peão $700N$ de peso, isto é, $G = 700N$, e dotado de uma frequência de passagem de $2Hz$. Tem ainda por base os coeficientes de Fourier e os ângulos de fase anteriormente mencionados, considerando uma evolução sucessiva do número de harmónicos utilizados:

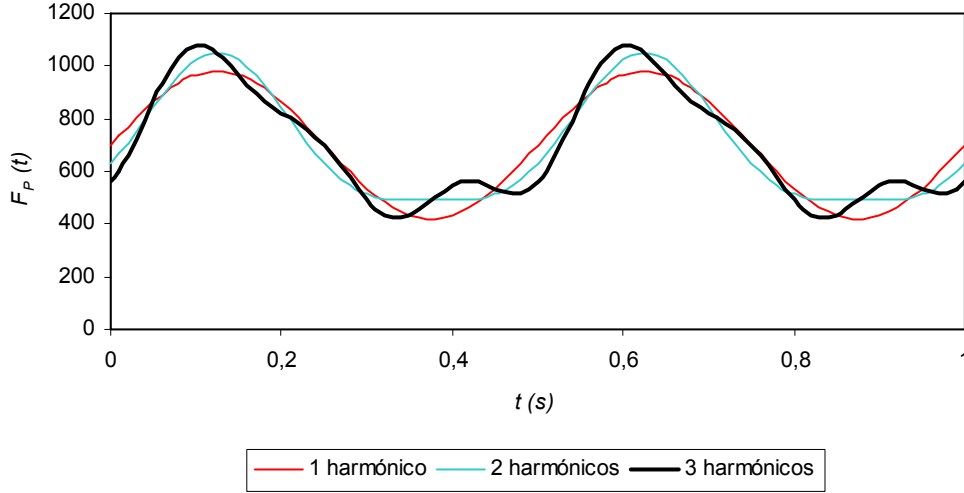


Fig.2.8. – Função temporal da carga para um caminhar normal ($G = 700N$, $f_p = 2Hz$, $n = 3$).

2.1.5.2. FUNÇÃO TEMPORAL DA CARGA VERTICAL PARA A CORRIDA

À semelhança do que foi referido na análise qualitativa, durante uma corrida, a função temporal da carga apresenta apenas um valor de pico máximo, podendo ser (o que acontece na maior parte dos casos) uma função descontínua mas periódica. O modelo de representação mais comum utilizado consiste em gerar uma função F_v dividida por ramos, se bem que um deles é obviamente uma função semi-sinusoidal, de acordo com a expressão 2.2 [9]:

$$F_v = \begin{cases} K_p \cdot G \cdot \sin\left(\pi \frac{t}{t_c}\right) & , t \leq t_c \\ 0 & , t_c < t < T_p \end{cases} \quad (2.2)$$

onde K_p é o factor de impacto dinâmico, equivalendo ao quociente entre o valor máximo da força aplicada $F_{p,máx}$ e o peso do peão G ($K_p = F_{p,máx} / G$), t_c é o tempo de contacto pé-pavimento e T_p o período do movimento. Um esquema ilustrativo do tipo de função de carga associado a esta situação de estudo, encontra-se definida na Figura 2.9 [9], enquanto que a variação do factor de impacto dinâmico pode ser consultada na Figura 2.10 para diversos quocientes entre t_c / T_p :

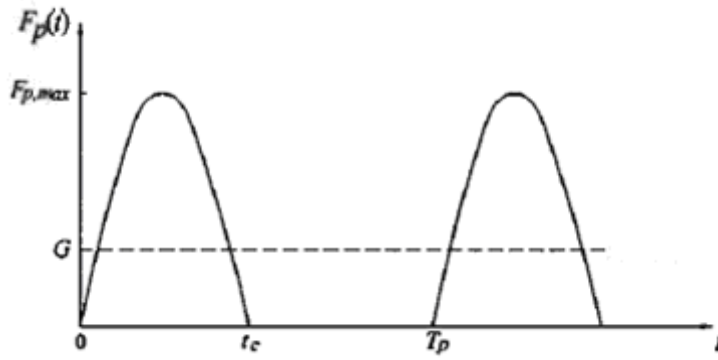


Fig.2.9. – Função temporal da carga para o movimento referente à corrida (semi-sinusoidal).

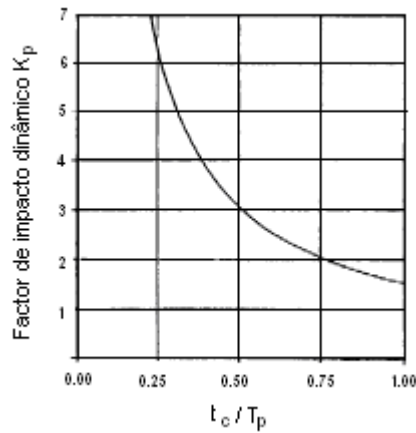


Fig.2.10. – Variação do factor de impacto dinâmico com o salto de um peão.

Se for assumido que o integral da função de carga do peão ao longo de uma passada é aproximadamente igual ao seu peso, obtém-se o que se denomina por factor de impacto dinâmico teórico, e admite um valor de: $K_p = \pi / (2f_p t_c)$. De notar contudo que esta expressão teórica fornece valores mais elevados do que os que são obtidos experimentalmente, por exemplo como os que são ilustrados na Figura 2.7, o que não invalida de modo algum, o uso da função semi-sinusoidal para o estudo deste tipo de casos.

Novamente usando o princípio da transformação da função harmónica num desenvolvimento em séries de Fourier, a função semi-sinusoidal aproximada pode ser convertida, figurando na expressão 2.3 [12], e com a vantagem de não fazer aparecer explicitamente o factor de impacto dinâmico K_p , cuja determinação é complicada:

$$F_v(t) = G + \sum_{i=1}^n \Delta G_i \cdot \cos \left[2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p \cdot \left(t - \frac{t_c}{2} \right) \right] \quad (2.3)$$

Na expressão anterior o G corresponde ao peso estático do peão, ΔG_i à amplitude da i -ésima harmónica, f_p a frequência da passada, t_c o tempo de contacto pé-pavimento e n o número total de

harmónicas que se considerem ser adequadas para reproduzir a mesma função (geralmente assume o valor de quatro).

Na Figura 2.11 apresenta-se um ábaco com os valores dos coeficientes de Fourier das primeiras quatro harmónicas em função da relação t_c/T_p :

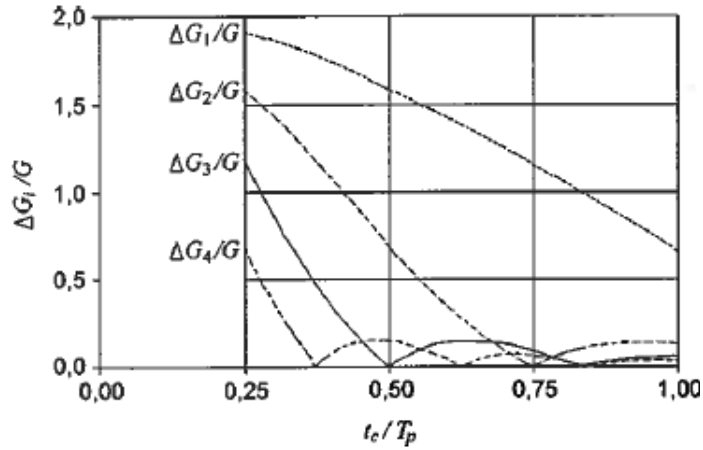


Fig.2.11. – Coeficientes da série de Fourier das quatro primeiras harmónicas [8].

Da análise à figura anterior, verifica-se que para uma relação de 0,50 de $\frac{t_c}{T_p}$, os coeficientes a serem considerados na definição da acção são os seguintes:

$$\Delta G_1 = 1,6G ; \Delta G_2 = 0,7G ; \Delta G_3 \approx 0,1G$$

Apresenta-se na Figura 2.12 [12] (ao longo de 0,6s com $G = 700N$, mas agora numa frequência de $f_p = 3Hz$), a aproximação semi-sinusoidal e ainda, a decomposição em séries de Fourier, para os três primeiros harmónicos. Estão marcadas assim as diferentes curvas que permitem identificar as aproximações efectuadas em cada caso. Neste caso, a aproximação da semi-sinusoide conduz a uma amplitude mais fraca (em função do valor do K_p escolhido), do que a série de Fourier representada.

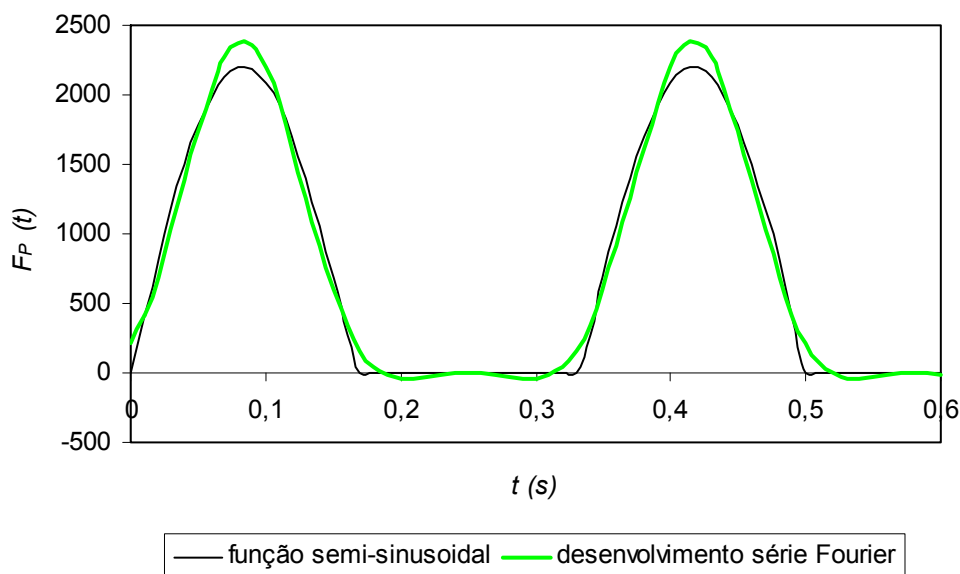


Fig.2.12. – Função temporal da carga para a corrida numa função sinusoidal e em séries de Fourier
 $(G = 700N, f_p = 3Hz, t_c = 0,17s, n = 3)$.

2.1.6. VARIAÇÃO TEMPORAL DA FUNÇÃO DE CARGA HORIZONTAL

2.1.6.1. FUNÇÃO TEMPORAL DA CARGA HORIZONTAL PARA O CAMINHAR NORMAL

A avaliação da função de carga horizontal apenas foi verdadeiramente estudada, após se ter verificado o fenómeno do deslizamento horizontal na ponte Millennium em Londres, designando-se esse fenómeno na literatura da especialidade por Sincronização Forçada do francês, “*Synchronisation Forcée*”, ou “*Lock-in*”, da terminologia inglesa. Por este motivo, seguir-se-á o estudo realizado por Bachmann [10], uma vez que constitui os primórdios dos conceitos fundamentais e das ideias chave sobre esta matéria, e que será complementada com os estudos mais recentes já nos capítulos 5 e 6 posteriores.

Se atendermos ao sentido e à direcção em que a aceleração da gravidade actua (vertical), facilmente se compreende que a acção exercida por uma pessoa na direcção horizontal seja por conseguinte muito mais reduzida do que a da homóloga vertical. A carga horizontal pode ser um problema grave, em especial nas estruturas mais flexíveis, dado que a instabilidade gerada à superfície do pavimento origina sensações muito estranhas, principalmente de desconforto e que devem ser tidas em conta quer no dimensionamento, quer no controlo em estruturas já construídas.

A frequência da passada é, segundo as investigações, o ponto-chave na abordagem desta questão. Se enquanto um indivíduo possui uma frequência à volta dos $2Hz$, para repetir uma acção vertical, que pode ser considerada como periódica, já a acção horizontal transversal ocorre para metade daquele valor, isto é, $1Hz$. Isto acontece porque ao caminhar, o ser humano executa cada passo numa direcção que não é perfeitamente coincidente com a direcção longitudinal que percorre. Basicamente cada pé quando avança para adiante, tende a fugir do alinhamento recto que o tronco da pessoa segue. Ora, este facto só implica que a acção apenas voltará a repetir-se após dois passos, numa sequência de passos sucessivos. É agora fácil compreender o motivo pelo qual na direcção horizontal longitudinal a frequência da acção volta a ser $2Hz$, que é exactamente igual ao padronizado para a direcção vertical.

A razão reside no facto da acção horizontal longitudinal ser aquela que tem o sentido e direcção do movimento, e assim a cada passo existirá uma contribuição para uma reincidência desta acção.

Das análises elaboradas por Bachmann [10] sobre os diversos harmónicos induzidos por um carregamento de um indivíduo de $587N$ de peso, resultou Figura 2.13 constituída pelas acelerações, e deslocamentos desenvolvidos durante o carregamento. Refira-se ainda que é através da consideração dos 4 harmónicos, que se obtêm os resultados tal como se ilustram de seguida:

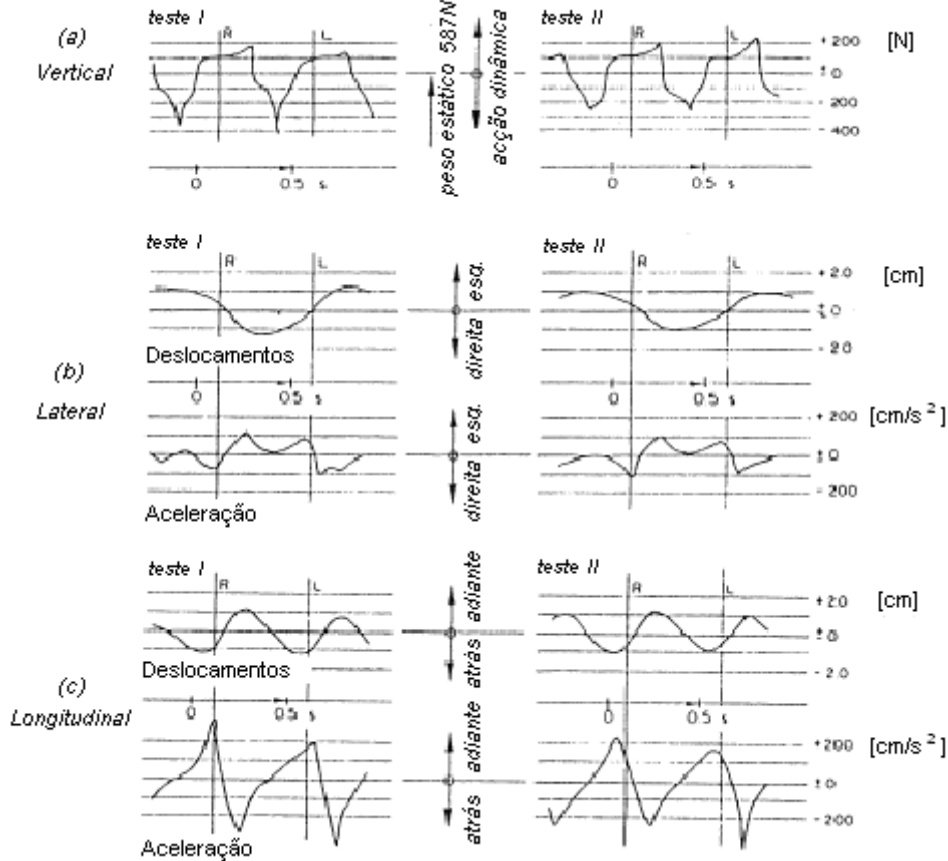


Fig.2.13. – Função temporal de um carregamento por um peão de $587N$, frequência de passada de $2Hz$ e com resultados na direcção horizontal (deslocamentos e acelerações).

Outra figura bem elucidativa deste acontecimento está apresentada agora no domínio das frequências, ou seja, correspondem às amplitudes de Fourier. Na Figura 2.14 [3] é notável que, para a direcção horizontal no sentido lateral, as maiores componentes estão associadas às frequências $f_p/2$ ou $3f_p/2$, enquanto que para a mesma direcção mas desta vez no sentido longitudinal, as maiores componentes ocorrem para f_p e $2f_p$.

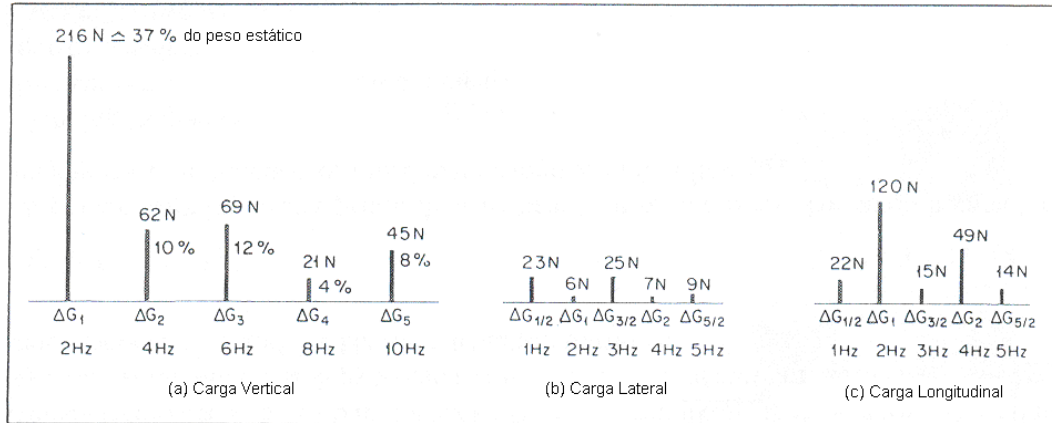


Fig.2.14. – Componentes das cargas harmônicas correspondentes à discretização em série de Fourier (Amplitudes de Fourier).

2.1.6.2. COMPONENTE TRANSVERSAL

A fim de apresentar a decomposição de Fourier para a componente transversal, (ou seja às frequências $\frac{f_p}{2}$, f_p e $\frac{3f_p}{2}$) em função da frequência fundamental da estrutura, f_p , a solução geral é apresentada na seguinte expressão:

$$F_h(t) = \sum_{i=1/2}^n G_i \sin(2\pi f_p t) \quad (2.4)$$

com o i a variar segundo valores não inteiros: $1/2$, 1 , $3/2$, 2 , etc. Por outro lado, as fases poder-se-ão considerar como nulas, tal como a expressão anterior assim o revela. Ainda será de salientar que a componente horizontal não apresenta a parcela estática da acção, ao contrário do que acontece com a acção vertical.

É usual considerarem-se os seguintes valores de G_i , para os primeiros quatro harmónicos da acção sinusoidal expressa em 2.4:

$$G_{1/2} = G_{3/2} \approx 0,05G ; G_1 = G_2 \approx 0,01G$$

Dado que para a componente vertical é admitido que $G=700N$ e que $f_p=2Hz$, o traçado da componente transversal é tal como ilustrado na Figura 2.15, tendo em conta a evolução do número de harmónicos (de 1 a 4) na representação final:

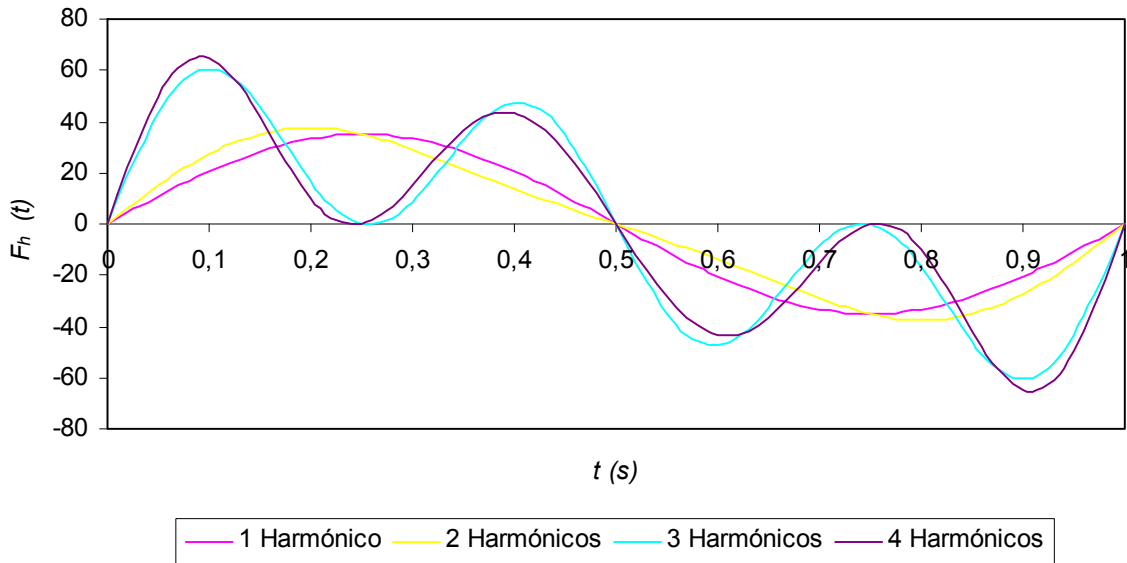


Fig.2.15. – Componente transversal do andar ($G = 700N$, $f_p = 2Hz$).

2.1.6.3. COMPONENTE LONGITUDINAL

A frequência principal gerada por um peão e associada a esta componente, anda em geral à volta da mesma que a da correspondente frequência vertical do movimento ($f_p = 2Hz$). Numa primeira fase as variações desta componente devem-se essencialmente ao contacto entre o pé e o solo, sendo logo de seguida dependentes da pressão exercida pelo mesmo. Os coeficientes de Fourier que estão aliados a esta componente, são definidos por:

$$G_{1/2} \approx 0,04G ; G_1 \approx 0,2G ; G_{3/2} \approx 0,03G ; G_2 \approx 0,1G$$

A Figura 2.16 pretende mostrar a variação desta componente segundo o número de harmônicos considerados, e para as mesmas condições de carregamento que foi tido em conta nas outras situações analisadas, isto é, $G = 700N$ e $f_p = 2Hz$.

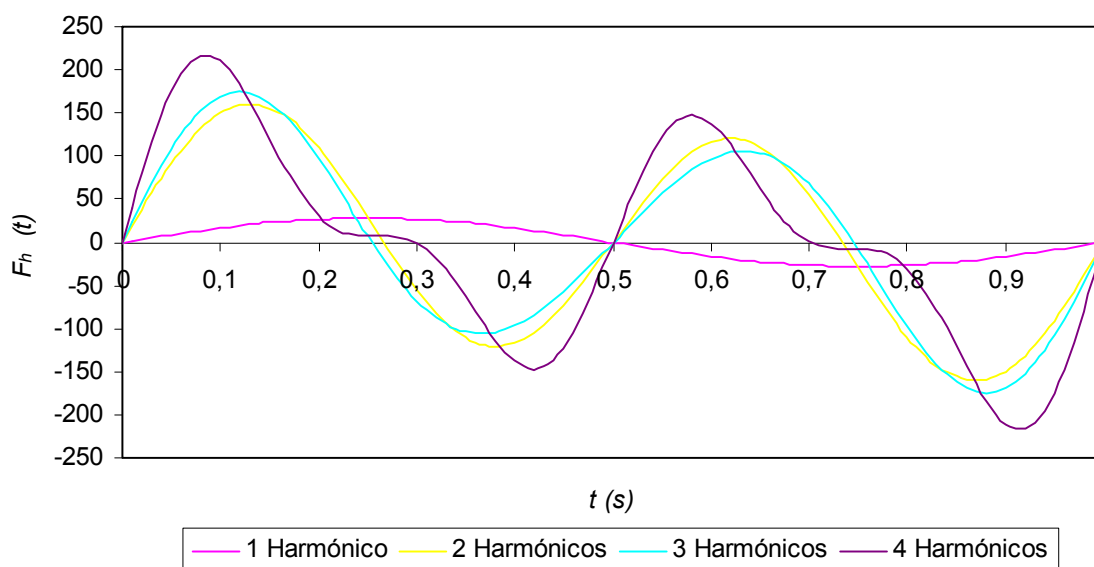


Fig.2.16. – Componente longitudinal do andar ($G = 700N$, $f_p = 2Hz$).

Interessará mencionar que a componente longitudinal da força exercida por um peão tem pouca relevância sobre a maior parte das pontes pedonais. Tem outro interesse porém em pontes que apresentem pilares esbeltos e flexíveis, onde a acção longitudinal proporciona flexão do referido elemento de apoio.

2.1.6.4. FUNÇÃO TEMPORAL DA CARGA HORIZONTAL PARA A CORRIDA

Segundo os autores da Guideline Francesa [12], ainda não foi registada a componente horizontal da acção durante uma corrida de um peão, nem para a projecção longitudinal, nem para a projecção transversal. Porém, será sensato admitir por um lado, que a componente transversal (aquela à qual o público é mais sensível) apresenta uma amplitude relativamente pequena quando comparada com a componente vertical da acção, ao invés do esperado para a componente longitudinal pois esta última deverá assumir valores mais significativos, sobretudo nos casos de travagens repentinas.

No seguimento desta análise, é previsível que à semelhança do caminhar, a frequência na componente transversal seja à volta de metade do que a da homóloga vertical, enquanto que a frequência ligada à componente longitudinal deverá ter a mesma ordem de grandeza que a correspondente na vertical.

2.1.7. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE PESSOAS

Quer se trate de uma caminhada normal quer seja uma corrida, a influência do número de pessoas é sempre um parâmetro a ter em conta. A dificuldade em interpretar o problema quando estão envolvidos mais do que um peão aumenta, devido à aleatoriedade dos resultados obtidos e sempre associados à forma exclusiva de movimento de cada indivíduo.

A análise seguinte proposta por Bachmann [10] foi uma das precursoras neste domínio, e serviu de base a outras teorias, como mais adiante será desenvolvido em pormenor em cada uma das recomendações abordadas.

Assim sendo, o pressuposto consiste em assimilar que presença de múltiplas pessoas sobre uma estrutura, pode ser encarada como a combinação de efeitos de cada pessoa ao longo do tempo. Para tal, segundo Bachmann [10], uma série de aspectos devem ser paralelamente considerados:

- A densidade dos pedestres encontra-se limitado entre um valor mínimo relativo à ausência praticamente de peões sobre a estrutura, e um valor máximo de 1,6 a 1,8 pessoas/m², que corresponde a uma carga estática de 1100 a 1400N/m², parecendo contudo que a relação de 1pessoa/m² (assumido por Matsumoto), é um valor mais realista;
- Baseado em observações experimentais, detectou-se que um conjunto de peões que inicialmente atravessam a estrutura que os suporta, com passos cujas frequências individuais são diferentes entre si, tendem a ajustar-se num único movimento, coincidente porventura com a oscilação do pavimento. Este fenómeno de sincronização torna-se mais pronunciado, à medida que aumenta a vibração da estrutura. Segundo dados concretos de uma análise sob uma ponte pedonal, Bachmann e Baumann [6] comentaram para a dificuldade de manter o seu passo original, quando havia oscilações entre 10 e 20mm.

A sincronização forçada traduz o fenómeno pelo qual um grupo de pessoas, cujas frequências aleatórias estão distribuídas em torno de um valor médio, e cujas diferenças de fase que são aleatórias também, tendem a coordenar o seu movimento progressivamente à uma frequência comum (da ponte que atravessam), e a colocar-se em fase, devido às oscilações da estrutura.

O fenómeno é explicado pela sobreposição de ondas respectivas aos peões que, partindo de fases e frequências diferentes, vêm a certa altura, adicionar ou subtrair as diferentes contribuições de cada um, aliciando no incremento das vibrações do pavimento. Acontece que, para um aumento sucessivo de pessoas na estrutura vibratória, mais rápido se processa a sincronização, tomando mesmo valores muito elevados de oscilação, tão elevados que as pessoas são impedidas pela própria estrutura de continuar o movimento, ora porque a oscilação do piso induz uma quebra entre a frequência e fase da estrutura com as dos peões que são “impelidos” do pavimento, ora porque o nível de oscilação atinge níveis tão perturbadores que obrigam ao cessar do movimento, bastando para tal que as pessoas procurem amortizar as oscilações através do balanço dos seus corpos.

2.1.7.1. MODELO CLÁSSICO DO ESTUDO DE UM AGLOMERADO DE PEÕES

Uma descrição matemática para o fenómeno da sincronização é difícil, mas Matsumoto [2] assume uma distribuição de Poisson para a probabilidade de chegada de pedestres, e calcula o factor (m) que deve ser multiplicado ao efeito causado por um único peão isolado, como sugere a expressão 2.5:

$$m = \sqrt{\lambda \cdot T_o} \quad (2.5)$$

onde λ corresponde ao fluxo médio de pessoas num intervalo de tempo ($\lambda_{\max} \cong 1,5 \text{ pessoas/s} \cdot m$), T_o é o tempo necessário para cruzar a ponte de comprimento L a uma velocidade v_s , isto é, $T_o = L/v_s$ e o produto $\lambda \cdot T_o$ é o número de pessoas que circulam simultaneamente sobre a ponte. Na prática, significa que de entre N_p peões que circulem sobre a ponte, é equivalente a ter um número de $\sqrt{N_p}$ peões todos sincronizados. Este resultado pode ser demonstrado considerando uma multidão de peões todos à mesma frequência com uma distribuição de fases aleatória.

Em síntese, a expressão 2.5 tem em conta a diferença de fase entre os peões à entrada da ponte, mas contém uma lacuna, pois por hipótese todos os peões se movimentam à uma mesma frequência.

Em pontes cuja frequência natural esteja próxima dos 2 Hz , estudos vêm demonstrar que a expressão anterior tem obtido boas aproximações. Assim, numa gama de valores entre $1,8$ e $2,2\text{ Hz}$, a expressão 2.5 poderá ser aplicada às estruturas pedonais, enquanto que para valores de mais altas ou mais baixas frequências, tais como entre $1,6$ a $1,8\text{ Hz}$ ou entre $2,2$ a $2,4\text{ Hz}$ o factor (m) é reduzido linearmente para um valor $m_{\min} = 2,0$, o que corresponde a duas pessoas a caminhar sincronizadas.

2.1.7.2. MODELO EXPERIMENTAL DO ESTUDO DE UM AGLOMERADO DE PEÕES

Diversos investigadores têm estudado as solicitações engendradas por um grupo de pessoas à partir de medições experimentais, decorrentes do movimento desses mesmos peões sobre as plataformas de pontes pedonais.

Ebrahimpour e outros [13], propuseram um modelo de carregamento de um grupo de peões pouco denso, baseando-se para tal no primeiro termo de uma postulação de uma série de Fourier (ver secção 2.1.5.1. para a definição da função de carga) e onde o coeficiente α_1 depende do número de pessoas presentes N_p sob a forma seguinte (para uma frequência de passada de 2 Hz):

$$\alpha_1 = 0,34 - 0,09 \cdot \log(N_p) \quad \text{para} \quad N_p < 10 \quad (2.6)$$

$$\alpha_1 = 0,25 \quad \text{para} \quad N_p > 10 \quad (2.7)$$

O grande defeito do modelo, deve-se ao facto deste infelizmente não considerar a acumulação dos efeitos aleatórios dos peões.

2.1.7.3. MODELO COMPLETO DE SIMULAÇÃO DE UM GRUPO DE PEÕES

O comportamento de uma estrutura mediante a presença de um conjunto de peões é muito variável, logicamente, porque as acções respectivas também o são. Por este motivo, muitos casos de carga têm sido elaborados com o recurso a cálculo de probabilidades e de tratamento estatístico, de algum modo para compensar um pouco mais a questão aleatória da travessia pedonal. O modelo assim retido consiste em fazer circular os peões de frequências e fases aleatórias encima de uma ponte pedonal, ocasionando eventualmente os vários modos de vibração, encontrando-se posteriormente o número equivalente de peões que regularmente distribuídos sob o tabuleiro, todos em fase e à frequência própria da estrutura, vêm a produzir os mesmos efeitos que os peões aleatórios.

Para ter em conta o efeito estatístico, a cada ensaio, dos N_p peões que circulam sobre a plataforma, retiram-se as frequências e as fases aleatórias de cada um, e assumindo uma distribuição normal, os valores são enquadrados em torno da frequência própria da estrutura e com um desvio padrão de $0,175\text{ Hz}$. É então registado o valor da aceleração máxima durante uma exposição prolongada (normalmente corresponde ao tempo que um peão demora a cruzar duas vezes a ponte, à velocidade de $1,5\text{ m/s}$), e através desta, determina-se o número equivalente de peões que estariam perfeitamente sincronizados. Para uma melhor compreensão do procedimento descrito, sugere-se uma análise atenciosa da Figura 2.17 [12]:

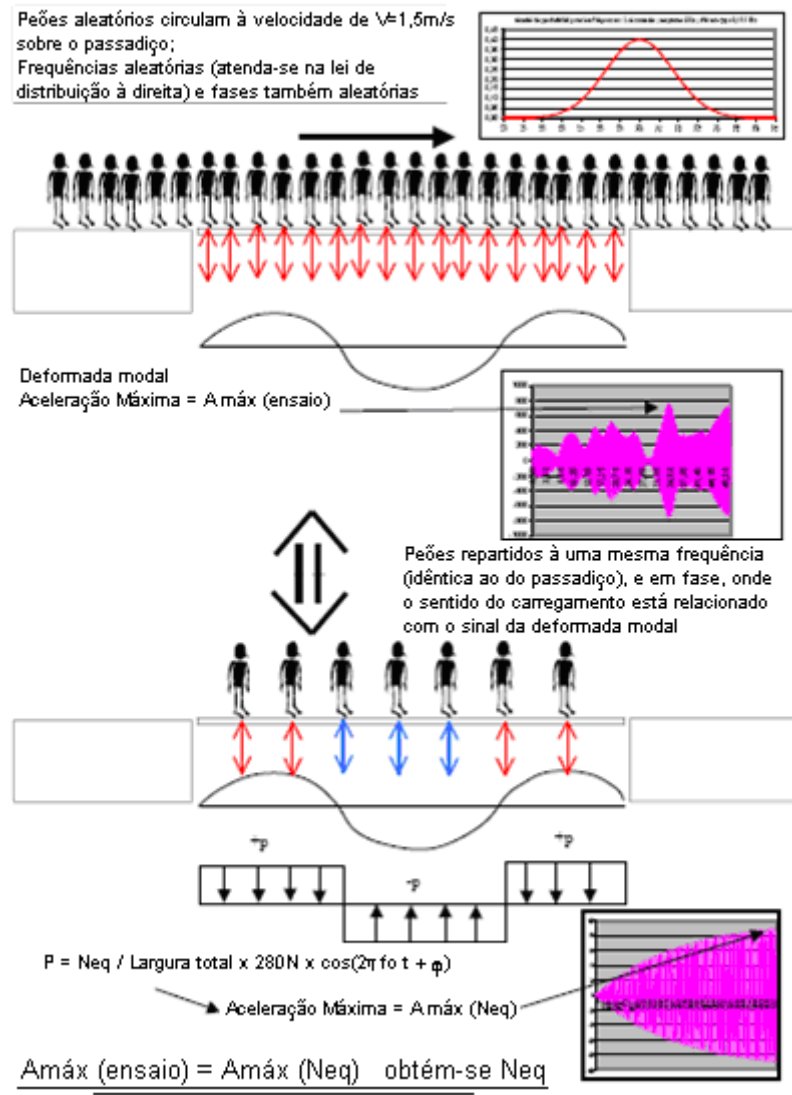


Fig.2.17. – Determinação experimental do número de peões equivalentes [12].

Reproduzindo os ensaios 500 vezes, com o amortecimento fixo, número de peões fixo e os modos de vibração igualmente fixos, obtém-se o valor característico dos 95%, ou seja, tais que 95% dos resultados sejam inferiores ao valor característico obtido.

Após explicado o processo experimental, resta apresentar as leis que melhor traduzem o resultado dos ensaios, e que facultam a determinação do número equivalente de peões, em função da densidade de pessoas. Note-se ainda que o número de peões equivalente tem uma forte dependência do espaço útil que cada peão dispõe durante a sua travessia, de forma a conseguir ele próprio fixar o seu andamento, ou ser condicionado este pela presença de outros peões. Deste modo resultam as seguintes expressões 2.8 e 2.9 para obter uma estimativa do número equivalente de peões, em função de cada cenário admissível:

Aglomerado pouco denso ou denso: fases aleatórias e frequências distribuídas segundo uma lei de Gauss:

$$N_{eq} = 10,8\sqrt{N_p \xi} \quad (2.8)$$

Aglomerado muito denso: fases aleatórias e todos os peões à mesma frequência:

$$N_{eq} = 1,85\sqrt{N_p} \quad (2.9)$$

onde N_p é o número de peões presentes encima do tabuleiro (densidade x superfície), e ξ a percentagem de amortecimento crítico.

2.1.7.4. TEORIA FORMULADA DEPOIS DO ESTUDO DA PONTE MILLENNIUM EM LONDRES

A vibração transversal das pontes pedonais só começou a ser verdadeiramente estudada após da inauguração da ponte Millennium em Londres, devido à amplitude desmedida dos deslocamentos registados. Sugeriu-se então um modelo que consiste em caracterizar a força exercida por um peão (em N), através da sua dependência com a velocidade da plataforma da ponte, de acordo com a expressão 2.10:

$$F_{1peão} = K \cdot V(x, t) \quad (2.10)$$

onde K corresponde a uma constante de proporcionalidade (em Ns/m) e V a velocidade da plataforma da ponte na posição x , e no instante t .

Segundo este raciocínio, a acção de um peão pode ser interpretada como um amortecimento negativo. Partindo da hipótese que a ponte tem o seu amortecimento expresso de um modo equivalente a um amortecedor viscoso, então este será reduzido pelo valor do amortecimento negativo associado à presença de um peão. A sincronização forçada tem por consequência fazer criar uma redução significativa do amortecimento estrutural, que será tanto maior, quanto maior for o número de pessoas envolvidas. A noção de número crítico aparece com naturalidade, e consiste no número de pessoas tais que o amortecimento negativo que propiciam à estrutura, é de valor igual ou superior ao valor do amortecimento próprio da ponte. Isto significa que a ponte poderá ser vista como um oscilador instável, isto é, a uma pequena perturbação pode-se engendrar movimentos que se amplificam indefinidamente.

Para o caso particular de um modo de vibração horizontal sinusoidal e em suposição de uma repartição uniforme dos peões, sendo a amplitude do modo de vibração normalizado à unidade, então o número crítico pode ser escrito sob a forma seguinte, conforme indica a expressão 2.11:

$$N_{Crítico} = \frac{8 \cdot \pi \cdot \xi \cdot m_1 \cdot f_1}{K} \quad (2.11)$$

com f_1 representando a primeira frequência própria transversal em Hz , m_1 a massa generalizada daquele modo expressa em kg , considerando um deslocamento máximo unitário e K é uma constante de proporcionalidade que vale $300\text{ }Ns/m$, para o caso concreto da ponte Millennium.

Imediatamente da análise à fórmula resulta que à uma fraca massa, um fraco amortecimento, ou uma frequência baixa, traduzem um número crítico baixo, ou seja, um risco de sincronização mais elevado. Por esta razão é sobre estes três parâmetros que se deve de agir para aumentar o número crítico.

Por outro lado, de mencionar que a empregabilidade da fórmula está condicionada pelo desconhecimento da constante K , pois o valor anteriormente sugerido diz respeito apenas a ponte Millennium, e não será de generalizar à qualquer estrutura pedonal.

2.1.7.5. ENSAIOS REALIZADOS SOBRE UMA PLATAFORMA EM LABORATÓRIO

Com o objectivo final de melhor quantificar a acção horizontal proveniente da passagem de peões sobre uma ponte pedonal, e da sincronização forçada, diversos ensaios têm sido levados a cabo em modelo reduzido, recreando para a análise dimensional, as condições de uma ponte real de concepção relativamente simples, isto é, com apenas um modo horizontal.

O princípio baseia-se em fazer suportar um tabuleiro de 7m de comprimento e 2m de largura, por 4 lâminas flexionais que se deslocam lateralmente, dispondo ainda de rampas de acesso e saída num circuito onde se procura que exista continuidade da marcha.

Fazendo a reconstituição da força, à custa dos deslocamentos medidos tem-se para um peão isolado, a situação ilustrada na Figura 2.18 [12] onde numa primeira fase, a amplitude da força mantém-se constante, à volta de $50\text{ }N$ (curva azul) e em todos os casos, inferiores a $100\text{ }N$, qualquer que seja a amplitude das velocidades (curva vermelha), enquanto que numa segunda fase, constata-se que a amplitude da força aumenta até $150\text{ }N$, se bem que estes últimos resultados não devem ser considerados, pois as últimas oscilações dizem respeito ao término do ensaio.

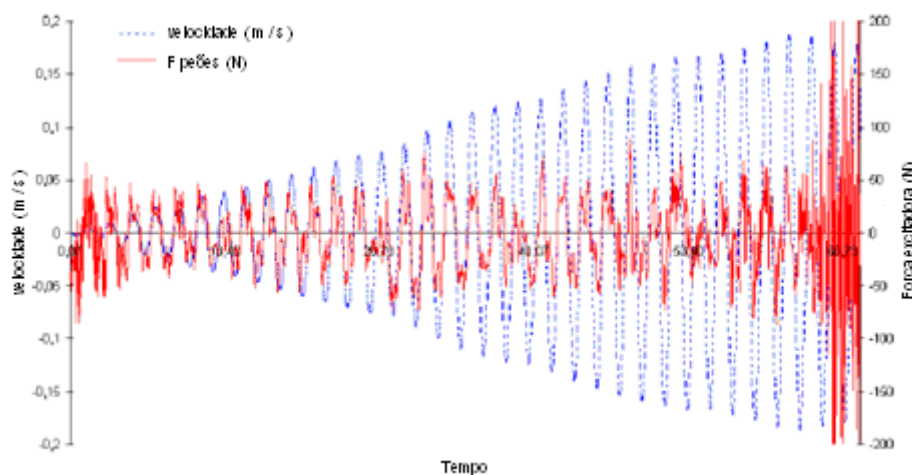


Fig.2.18. – Força e velocidade em regime de ressonância forçada [12].

Os gráficos constantes nas Figuras 2.19 e 2.20 seguintes contêm simultaneamente os valores de força (curva azul) e aceleração (curva rosa) ao longo do tempo, para um grupo de peões. É possível

constatar que a partir de um certo valor, a força exercida pelos peões é nitidamente mais eficaz e dá-se um início da sincronização. O limite situa-se em torno de $0,15 \text{ m/s}^2$ (compreendido entre a zona do regime aleatório e a zona do início da sincronização). A sincronização ainda é mínima, pois os valores máximos registados estão entre 100 N e 150 N , correspondentes a apenas 20% ou 30% do efeito de 10 peões. O problema existe, porque mesmo para um valor reduzido de sincronização, a estrutura desenvolve níveis de aceleração extremamente desconfortáveis para os utilizadores ($> 0,6 \text{ m/s}^2$).

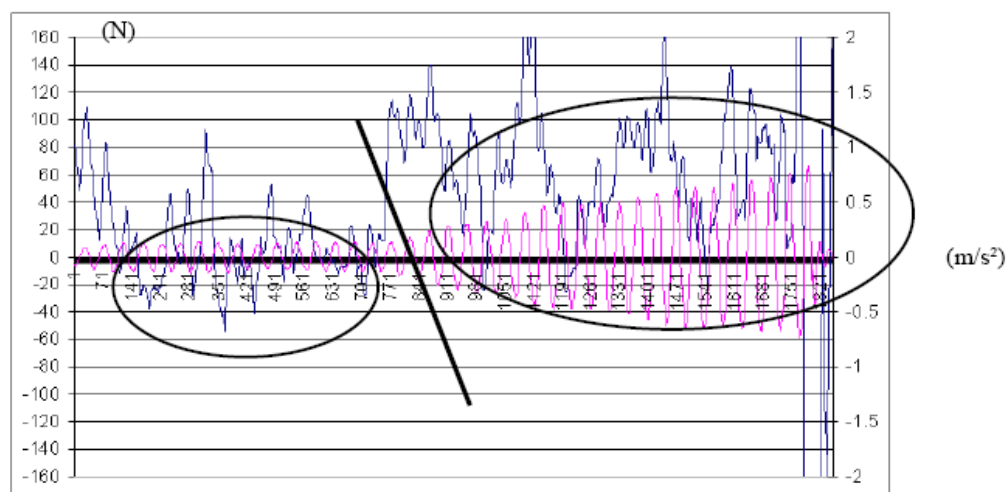


Fig.2.19. – Aceleração (em m/s^2) e força eficaz (em N) com 6 peões aleatórios sobre o modelo laboratorial [12].

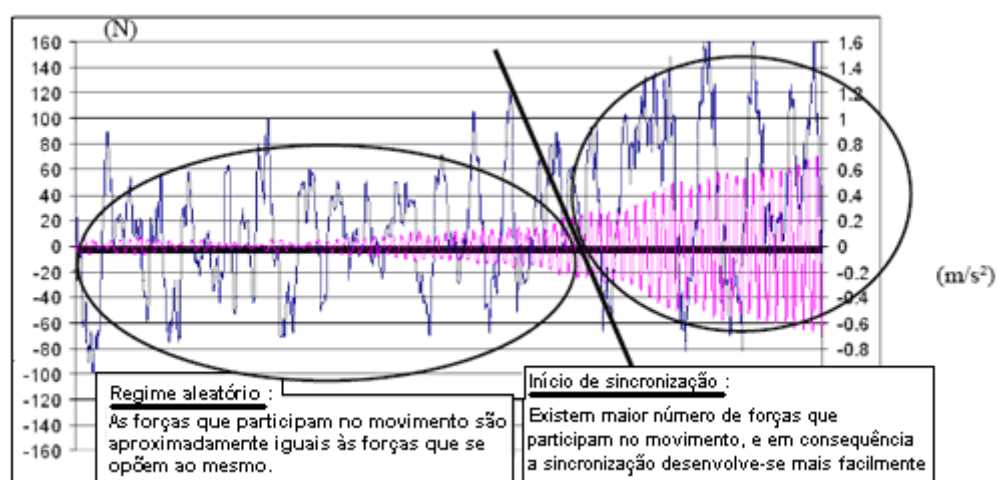


Fig.2.20. – Aceleração (em m/s^2) e força eficaz (em N) com 10 peões aleatórios sobre o modelo laboratorial [12].

2.1.7.6. RESULTADOS ADQUIRIDOS MEDIANTE ESTUDOS CONCEBIDOS NA PONTE DE SOLFÉRINO

A par da ponte Millennium, a ponte de Solférino também tem sido alvo de estudos e projectos no âmbito de identificação de problemas e aplicação de medidas correctivas, com o devido controlo das implantações efectuadas. Deste modo é possível reter alguns conhecimentos extremamente úteis do domínio técnico-científico, como por exemplo:

- O fenómeno de sincronização forçada ocorre para o primeiro modo de vibração lateral e o dobro das frequências para as quais ocorre o fenómeno, aproxima-se da frequência normal da passada do ser humano;
- Não parecem manifestar-se modos de torção mesmo quando é procurado a excitação dos movimentos horizontais e verticais por parte dos peões a uma frequência de ressonância. Os movimentos verticais elevados que se desenvolvem, começam a partir de certos valores limites, a perturbar a sincronização à frequência de ressonância escolhida para os ensaios. Por outro lado, os valores da aceleração horizontal parecem ter sido mascarados pelos obtidos na direcção vertical;
- A noção do número crítico de peões é totalmente relativo, visto que é certo que abaixo de um certo número limite, a sincronização forçada não se desenvolve, mas por vezes mesmo com o número adequado de pessoas, determinadas circunstâncias fazem com que esta não se desenvolva;
- A sincronização forçada parece produzir-se à partir de uma frequência de marcha inicial dos peões, em especial quando a metade do dito valor de frequência tender a ser um valor mais reduzido que a frequência própria da estrutura. Ao invés, é o mesmo que dizer quando a marcha do grupo tem um ritmo inicial mais rápido, muitos ensaios vêm comprovar que a sincronização não se desenrola;
- A sincronização forçada parece produzir-se para um certo valor limite. Este valor pode eventualmente traduzir-se num número suficiente de peões que constam na ponte (esta conclusão foi adoptada pela equipa d'Arup⁽¹⁾), mas pode-se traduzir de igual modo por um valor de aceleração ressentida por um peão, este que é um critério mais prático para a definição de um critério de verificação.

Uma análise de ensaios que decorreram na ponte de Solférino são ilustrados nos gráficos das Figuras 2.21 à 2.24, e está representada a evolução da aceleração ao longo do tempo (a verde), e ao mesmo tempo a taxa de sincronização ou taxa de correlação (a vermelho) entre o número de peões equivalentes e o número de peões presentes sob a ponte. O número de peões equivalentes é deduzido da força modal instantânea. É o número de peões que estando regularmente distribuídos sobre a ponte, todos em fase e à uma mesma frequência, forneceriam ao sistema uma mesma quantidade de energia por período.

Na Figura 2.21 mostra um ensaio, onde tudo indica que abaixo de $0,12\text{m/s}^2$ o comportamento parece ser aleatório, e que a partir de $0,15\text{m/s}^2$, os peões devem começar a ficar sincronizados. Quando aumenta a sincronização, entre 30 a 35%, as amplitudes da aceleração são seriamente elevadas ($0,45\text{m/s}^2$). Assim, a delimitação de um limite crítico que marca a mudança de regime (passagem de um regime aleatório para um sincronizado) parece definir-se.

Além disso, é fácil constatar que as diferentes ondulações apresentadas na Figura 2.21 correspondem ao processo de execução do ensaio, onde as pessoas são agrupadas em blocos e não se encontram regularmente distribuídas sob a ponte. De facto, distingue-se com nitidez quando os peões estão próximos os apoios (concavidade virada para cima), do que quando estão próximos do meio vão (concavidade virada para baixo).

Uma última observação que é possível inferir relativamente à mesma figura, remete para os três aumentos sucessivos da aceleração ($0,3\text{m/s}^2$, $0,4\text{m/s}^2$ e $0,5\text{m/s}^2$), mantendo-se praticamente constante o número equivalente de peões.

⁽¹⁾ Comité de investigação francês, autor da Guideline Francesa.

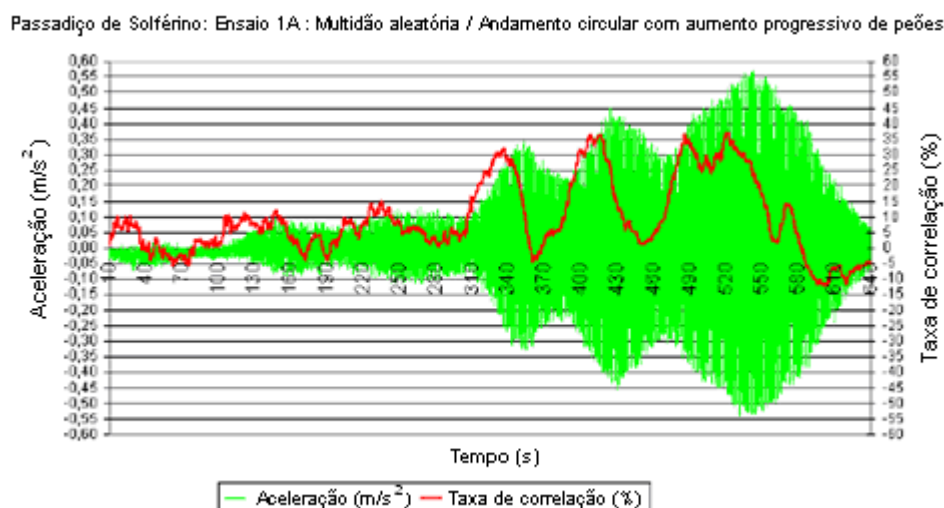


Fig.2.21. – Ensaio aleatório da ponte de Solférino [circulação de um grupo de pessoas em forma deanel e aumentando progressivamente (69 – 138 – 207), o número de peões].

Já na Figura 2.22 os peões estão mais reagrupados e efectuam a marcha de uma extremidade da ponte até à outra. A subida seguida da descida do número de peões equivalentes traduz-se pela passagem dos peões ao longo do comprimento da ponte, isto é, pela passagem inicial junto dos bordos (zona sem deslocamentos) e pela circulação na proximidade do meio vão (zona com grandes amplitudes de deslocamentos). A taxa de sincronização atinge os 60%, e é justificada principalmente através de dois factos: por um lado, porque o nível de acelerações medido é $0,90m/s^2$, sendo por isso um valor muito elevado, e por outro lado pelo facto do aglomerado de pessoas ser de tal modo compacto, que os peões tendem a sincronizar-se de uma forma mais eficaz de modo a poderem continuar o movimento todos juntos, ou seja, para que uma pessoa não atinja involuntariamente a pessoa que está imediatamente a sua frente, nem seja atingida pela pessoa localizada na zona posterior.

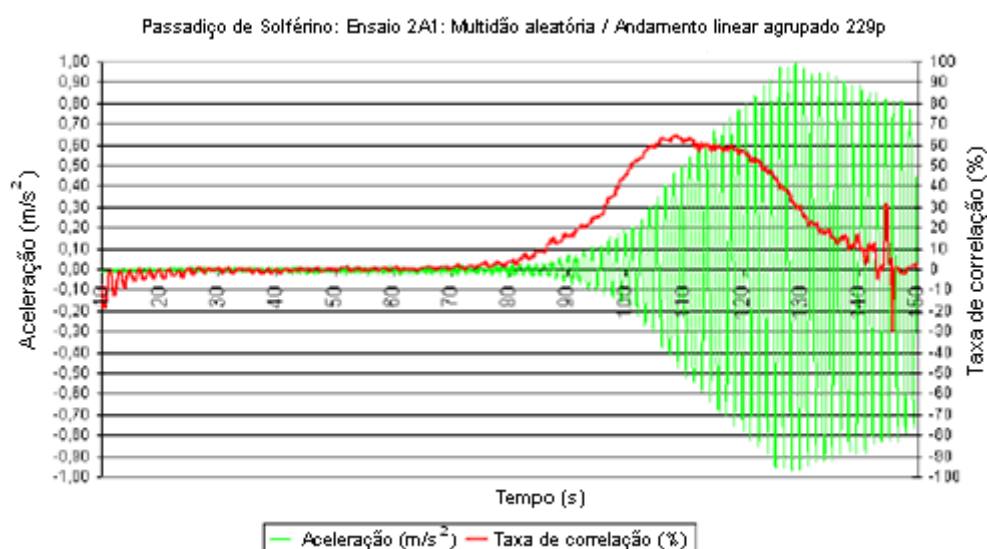


Fig.2.22. – Ensaio aleatório sobre a ponte de Solférino.

Outro conjunto de ensaios foi realizado [12], tendo-se sistematizado os principais resultados nas Figuras 2.23 e 2.24. No primeiro ensaio, um grupo de 160 pessoas transitaram em andamento lento desde uma extremidade da ponte até a outra, tendo-se registado os dados obtidos no gráfico da Figura 2.23, e de onde se assinala uma taxa de sincronização de 50%. O segundo ensaio (Figura 2.24) consistiu nas mesmas 160 pessoas, agora a percorrer a mesma estrutura mas com um andamento rápido. Os resultados finais demonstram que, se a frequência do grupo for suficientemente afastada da frequência natural da estrutura, a sincronização não se desencadeia.

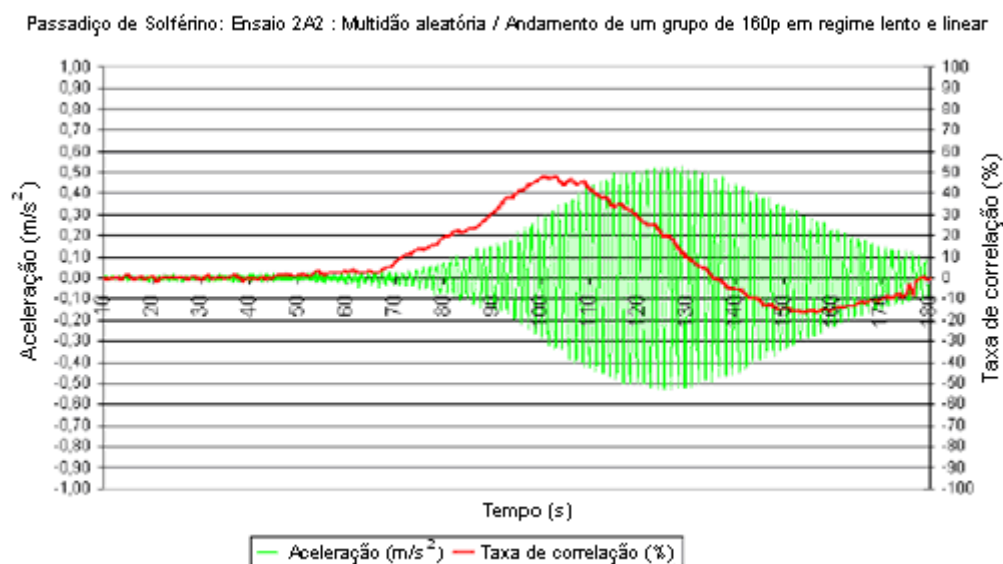


Fig.2.23. – Andamento lento de um grupo de 160 peões sobre a ponte de Solférino [12].

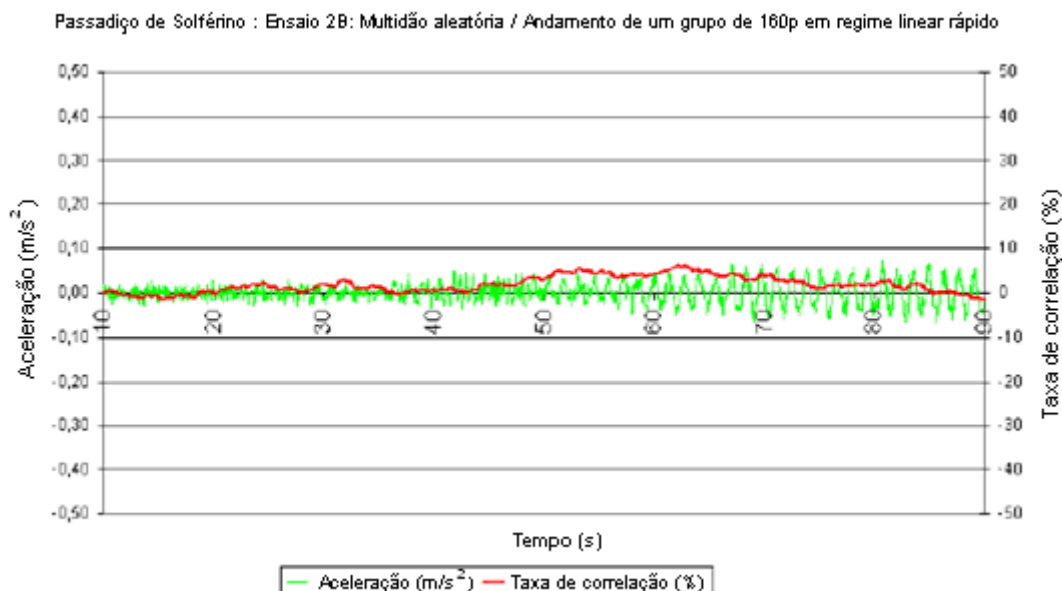


Fig.2.24. – Andamento rápido de um grupo de 160 peões sobre a ponte de Solférino [12].

Dos diversos ensaios anteriores, uma ideia fundamental a reter é o da constatação do que parece ser um valor limite para a aceleração (entre $0,10\text{m/s}^2$ e $0,15\text{m/s}^2$), e a partir da qual ocorre uma mudança de regime, visto que no período anterior ao limite não parece haver sincronização, tratando-se por isso dum regime aleatório. O mesmo não sucede para o período subsequente ao intervalo admitido, onde um regime de sincronização começa a surgir, e é neste que a aceleração tende a crescer de forma mais importante, permanecendo ainda assim limitada. É este o fundamento que leva à Guia Metodológica Francesa impor um valor de $0,10\text{m/s}^2$ para a aceleração máxima aquando duma fase de dimensionamento, de modo a evitar qualquer tipo de sincronização e poder salvaguardar assim, boas condições de utilização.

As noções do número crítico de peões, bem como da aceleração crítica podem ser relacionadas. A aceleração crítica pode ser interpretada como sendo a aceleração produzida por um número crítico de peões, primeiro aleatórios, mas que depois deixam de o ser.

Outro conceito chave consiste em perceber que a noção de aceleração crítica parece ser mais pertinente do que a do número crítico de peões, dado que, uma aceleração corresponde verdadeiramente ao que uma pessoa é capaz de sentir, enquanto que o número equivalente de peões depende do arranjo espacial das pessoas sob a estrutura. Deste modo, o critério da aceleração crítica é aquele que é mais correntemente adoptado pela literatura internacional para o dimensionamento de pontes pedonais, e verificação de critérios de conforto humano, como é indicado posteriormente nesta tese.

2.2. O SALTO DE UM PEÃO – “*SKIPPING*”

2.2.1. DESCRIÇÃO GERAL

Este tipo de movimento não é usual ocorrer nas pontes pedonais, que se destinam servir de passagem ou concentração, se vistas como ponto de encontro ou local de miragem. Contudo, nada implica que alguém procure manifestar este tipo de ginástica, estimulando esta actividade, o que constitui um risco grave para a segurança da estrutura. Note-se que se deverá de considerar muito provável a ocorrência do fenómeno do “*skipping*” em pontes pedonais relativamente próximas de recintos desportivos, onde a euforia do momento proporcione motivos mais que suficientes para que as pessoas comecem a saltar de alegria, pressupõe o autor.

As acções despertadas pelo “*skipping*” sobre as estruturas são a via mais fácil para as fazer entrar em ressonância, daí que o correspondente “*vandal loading*” da terminologia inglesa esteja integralmente associado. Assim, para o estudo do “*skipping*” importa referir que as principais variáveis que o caracterizam são a frequência e a função temporal da carga.

2.2.2. FREQUÊNCIA DO SALTO

A gama dos valores subjacentes ao salto de um indivíduo dependem do que o motiva a executar o salto, e assim sendo, tem-se para as aulas de *fitness* um intervalo de 2.0 Hz a 3.2 Hz [14], o mesmo acontece para as secções de dança de jazz [15]. Alguns testes de salto de duração prolongada e sempre sob o mesmo ponto, revelaram frequências entre 1.0 Hz e 2.8 Hz [4]. De notar que segundo diversos investigadores [10], parece pouco provável que a fisionomia humana permita executar saltos com frequência acima dos 3.5 Hz num período de tempo superior a 20s.

Em síntese, a gama de frequências para as quais o salto pode ser efectuado por um peão anda à volta entre os 1.8 Hz e os 3.4 Hz .

2.2.3. FUNÇÃO TEMPORAL DO CARREGAMENTO

Quando uma pessoa salta, exerce exclusivamente uma acção vertical de valor considerável no pavimento. Desta forma, de entre os principais parâmetros de que depende a função temporal do carregamento pode-se destacar a frequência do salto, o tempo de contacto, a intensidade (conforme a altura do mesmo), o peso da pessoa que o executa, o tipo de calçado, e as condições à superfície do pavimento, entre outros.

Posto isto, para representar uma função de carga que traduza a acção associada ao salto de um peão (Figura 2.25), deve ter em conta um modelo de impulsos triangulares.

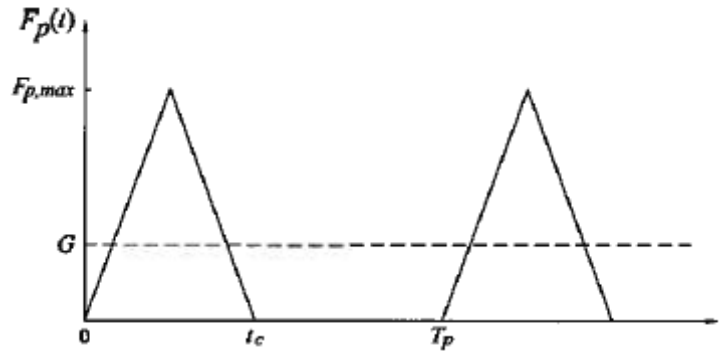


Fig.2.25. – Função temporal da carga para o salto de um peão [16].

Assim, uma possível definição resulta [16], conhecendo o factor de impacto dinâmico $K_p = 2/(f_s t_c)$, isto é, da frequência agora do salto e do tempo de contacto no solo, resultando a expressão 2.12, definida por ramos:

$$F_p = \begin{cases} K_p \cdot G \cdot \left(\frac{2t}{t_c} \right) & , t \leq \frac{t_c}{2} \\ K_p \cdot G \cdot \left[1 - \frac{2(t - t_c/2)}{t_c} \right] & , \frac{t_c}{2} < t \leq t_c \\ 0 & , t_c < t < T_p \end{cases} \quad (2.12)$$

Uma ressalva importante consiste na importância do factor de impacto dinâmico K_p , uma vez que para o salto pode atingir um máximo de seis ou mesmo sete, o que significa que é um factor de agravamento da carga considerável e como tal deve ser ajustado correctamente ao seu valor específico, uma vez que pode incrementar de uma forma muito excessiva o valor do peso do peão.

É sabido que a um decréscimo do rácio t_c/T_p , corresponde um aumento do factor de impacto dinâmico (Figura 2.10), e por outro lado, de acordo com experiências [6], o rácio entre o tempo de contacto da pessoa como solo e o período do salto t_c/T_p tem a duração que oscila entre os 0,25 e 0,6.

Atendendo aos valores anteriores, e através de uma análise à Figura 2.10, é possível limitar um enquadramento dos valores do impacto dinâmico entre 6 e 2,5, respectivamente.

A função de carga apresentada anteriormente (apesar de não parecer tratar-se de uma função periódica segundo Bachmann), pode decompor-se numa série de funções harmónicas, à semelhança do tratamento que tem sido desenvolvido nos casos anteriores. O resultado final será do tipo [16] como o que é formulado na expressão 2.13:

$$F_p = G \cdot \left\{ 1 + \sum_{i=1}^n 4 \frac{1 - \cos \alpha_i}{\alpha_i^2} \cos \left[\frac{2\pi \cdot i}{T_p} \left(t - \frac{t_c}{2} \right) \right] \right\} \quad (2.13)$$

onde G é o peso estático do peão, T_p o período do salto, $\alpha_i = \pi \frac{t_c}{T_p} i$, sendo t_c o tempo de contacto do pé com o pavimento e n o número de harmónicos vistos como suficientes para conseguir uma boa aproximação.

Tomando $G = 700N$, $f_p = 3Hz$, $t_c = 0,18s$ e $n = 4$, obtêm-se os gráficos presentes na Figura 2.26, que simplificadamente reproduzem em simultâneo a função de carga para o salto do peão, bem como a respectiva aproximação mediante a aplicação da série de Fourier:

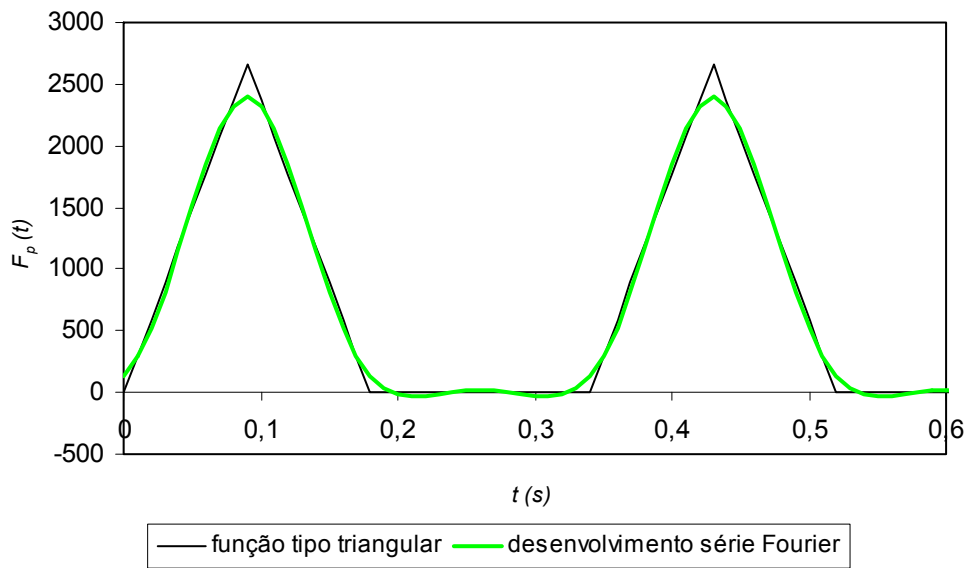


Fig.2.26. – Função temporal da carga para o salto de um peão
($G = 700N$, $f_p = 3Hz$, $t_c = 0,18s$ e $n = 4$).

2.2.4. INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE PESSOAS

Como foi visto nos casos de caminhar e correr, a presença sobre a ponte de mais do que um indivíduo envolve uma análise através da sobreposição de efeitos. Assim, não será de admirar que no caso do “*skipping*”, o mesmo procedimento seja adoptado.

Existem duas grandes diferenças observáveis à partida, relativamente ao estudo do salto de apenas um peão, nomeadamente no tempo de contacto pé-pavimento t_c , o que proporciona por conseguinte, alterações no factor de impacto dinâmico K_p .

Devido às ligeiras diferenças que existem no movimento particular de cada peão, quando este pertence a uma determinada associação de pessoas, estas nunca estão completamente sincronizadas, e quando assim é, pode-se admitir que o tempo de contacto mínimo entre o pé e o pavimento é de $t_c = 0,20s$, ao contrário do que sucede por exemplo na avaliação admissível para um indivíduo isolado que andarà em redor de $t_c = 0,15s$. Recordando novamente a Figura 2.10, e admitindo um valor mínimo realista para a frequência do salto conjunto, $f_p = 1,8Hz$, obtemos um rácio entre o tempo de contacto pé-pavimento e o período do movimento de $t_c/T_p = 0,35s$, que é equivalente a ter um valor de $K_p = 4,5$, o que pode muito bem constituir de uma forma geral, um limite superior deste parâmetro no salto conjunto.

A Figura 2.27 [10], distingue os casos da função temporal do salto na situação de um peão isolado com $810N$ de peso e para um grupo com $5700N$ de peso, assim como também é apresentado o mesmo diferencial, desta vez mediante o recurso ao espectro de frequências em ambos os casos de estudo anteriores, ou seja, do salto individual e colectivo.

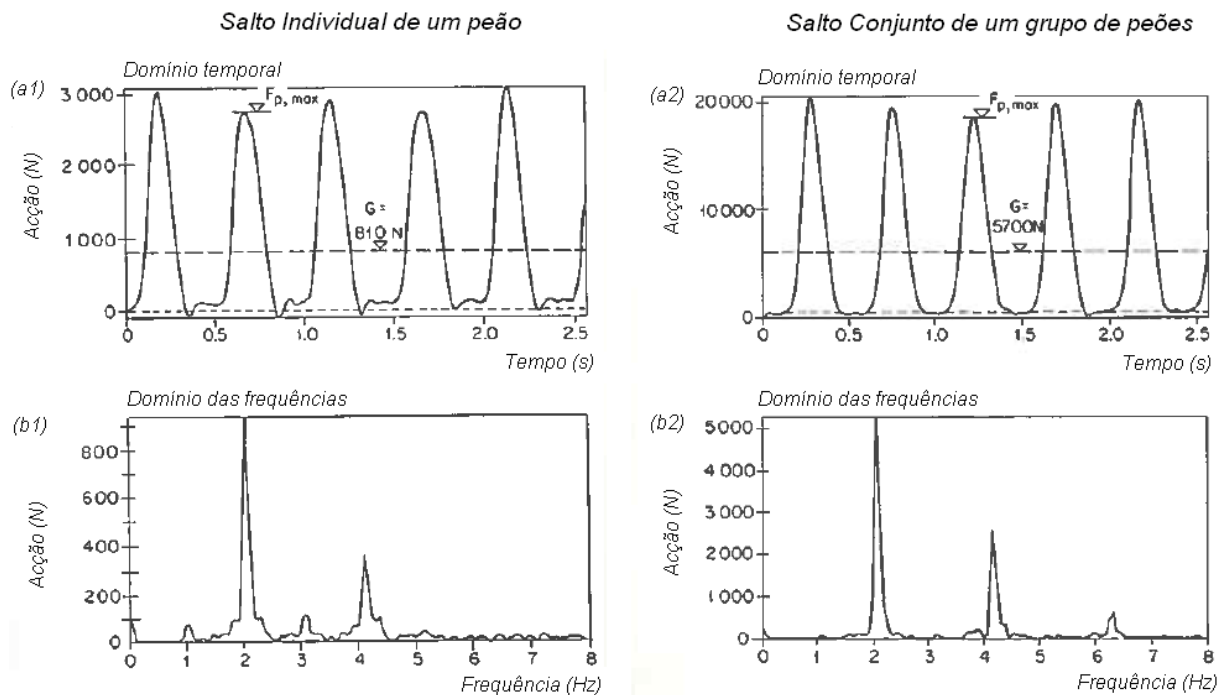


Fig.2.27. – Diferenças no domínio temporal entre o salto individual de um peão (à esquerda) e um grupo de peões (à direita) (a1 e a2);

O mesmo diferencial em termos dos espectros de Fourier (b1 e b2) [10].

Uma última observação quanto ao salto rítmico consiste em mencionar que, ao contrário do que foi estabelecido para o caminhar aleatório de vários peões, onde os efeitos dinâmicos aumentam com a

raiz quadrada do número de pessoas participantes no movimento sobre a estrutura, para o caso do salto em grupo, as acções dinâmicas aumentam segundo uma lei de variação linear.

2.3. A DANÇA DE UM PEÃO

Mesmo que pareça improvável a ocorrência de um acontecimento onde uma pessoa ou um grupo delas dancem encima de uma ponte pedonal, tem que ser admitido que nos dias de hoje, este será porventura um evento cada vez mais realista, senão atenda-se a algumas sugestões encontradas pelo autor: determinados bailes festivos, casamentos de sonho ou desfiles de Carnaval, por exemplo.

Dado que foi objecto de estudo, mesmo que simplista por parte de Bachmann [10], o autor também considera importante fazer uma breve descrição.

Assim seja em concertos, secções de dança, ou noutras situações onde possa haver qualquer tipo de manifestação destes movimentos rítmicos, algumas acções de carácter importante são despertadas pelas pessoas, sendo contudo muito difícil de as caracterizar nos dias de hoje, uma vez que tem caído no esquecimento e como tal têm sido infelizmente pouco investigadas pela maior parte dos peritos na matéria. Além disso, a medição da função de carga é uma tarefa algo difícil de conseguir directamente.

2.3.1. FREQUÊNCIA DA DANÇA

O simples bater das palmas, ou o bater dos pés e o conjunto dos movimentos associados à dança ocorrem para frequências que giram em torno do som produzido e ouvido pela generalidade das pessoas, as quais andam à volta de $1,6\text{ Hz}$ até 3 Hz para peças rápidas. As forças exercidas durante a dança dependem de cada pé, e assim no espectro das cargas podem aparecer frequências de mais baixos harmónicos, denominados na literatura por “*frequências semi-harmonicas*”.

2.3.2. FUNÇÃO TEMPORAL DA CARGA PARA UM MOVIMENTO DO TIPO DANÇA

Já foi referido a dificuldade em conseguir definir um modelo numérico que traduza com eficácia a variação temporal da carga. Contudo, o contacto contínuo com o pavimento pressupõe que a carga máxima pouco excede o valor do carregamento estático. Apesar disso, a carga estática pode assumir valores extremamente preocupantes sobre o ponto de vista dos projectistas, dado que por vezes a densidade pode oscilar entre as 2 pessoas/m^2 e 6 pessoas/m^2 .

Posto isto, o que é sugerido por Bachmann [10], é que seja adoptado um movimento tipo como o do caminhar, por manter sempre o contacto contínuo com o solo e admitindo para os coeficientes de Fourier das primeira e segunda harmónicas, os valores respectivos de $\Delta G_1 = 0,5 \cdot G$ e $\Delta G_2 = 0,15 \cdot G$. Esta recomendação é, em função da variabilidade da dança, aquela que conduz às melhores aproximações da realidade.

3

MEDIDAS CONTRA AS VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELO HOMEM

3.1. PRINCIPAIS EFEITOS PROVOCADOS PELA VIBRAÇÃO INDUZIDA PELO HOMEM

As estruturas são solicitadas por inúmeras acções ao longo do período de vida de utilização e uma dessas cargas é sem sombra de dúvidas, aquela que é induzida pelo homem. Em termos da avaliação às condições do estado de resistência último, raramente são um problema, mas em termos da verificação dos critérios de utilização das estruturas em serviço, poderá eventualmente criar perturbações significantes.

De entre os principais efeitos nocivos, destacam-se ao nível das estruturas, o aumento da fadiga estrutural e a possibilidade de ocorrência de danos em elementos não estruturais, tais como a fendilhação dos revestimentos. Ao nível do desconforto causado nos utilizadores, enumeram-se os ruídos susceptíveis de se desenvolverem em alguns elementos como nas guardas por exemplo, e ainda impressões ópticas que tendem a criar o desconforto visual, ou em casos extremos náuseas.

A magnitude das vibrações induzidas por peões nas estruturas ou em membros estruturais dependem primeiramente da razão entre a frequência da excitação dominante e a frequência fundamental da estrutura ou dos membros estruturais. As frequências naturais dependem por sua vez, da dimensão da estrutura e do sistema estrutural, da rigidez e ainda da sua massa.

A Figura 3.1 [10] ilustra o estudo que foi levado a cabo em 44 pontes pedonais examinadas no Reino Unido. Nesta, nota-se nitidamente que as frequências fundamentais diminuem com o aumento do comprimento do tabuleiro, o que não obriga de modo algum que duas estruturas com o mesmo comprimento não possam apresentar frequências naturais diferentes, como é evidente.

De realçar ainda que muitas estruturas podem não estar excitadas na frequência fundamental, mas sim em gamas de frequências superiores, como por exemplo nos segundos ou terceiros harmónicos, associadas certamente a modos de vibração diferentes.

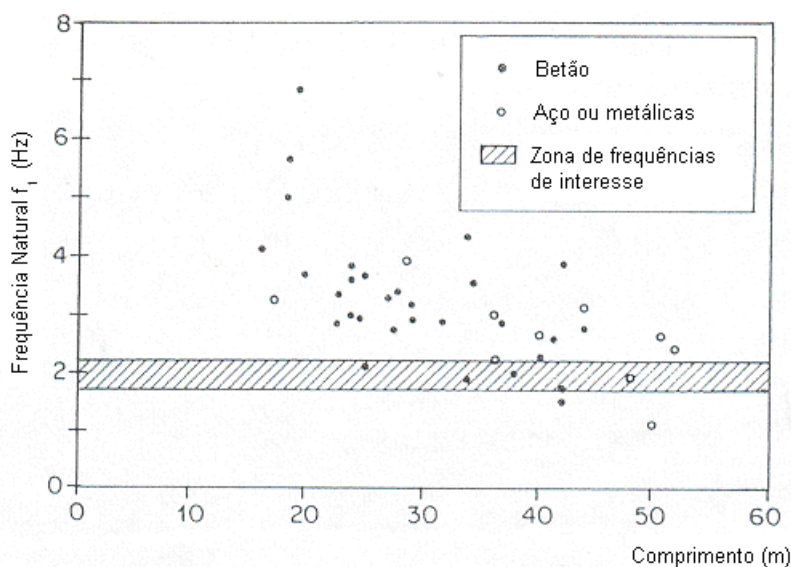


Fig.3.1. – Frequências fundamentais de múltiplas pontes pedonais com diferentes comprimentos.

3.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA ESTRUTURAL

De um modo geral, existem dois tipos de abordagens quanto à tentativa de dissipar ou reduzir a limites aceitáveis, as oscilações das estruturas. O primeiro modo de actuação tem haver com o projecto da estrutura, ao que se designa na gíria por “*frequency tuning*”, que consiste simplesmente em acertar as frequências naturais das estruturas para gamas de valores que estejam suficientemente afastadas das frequências de excitação das acções que sejam previsíveis de ocorrer, por exemplo através de uma análise modal dinâmica da ponte pedonal. O segundo modo de actuação consiste em incrementar nas estruturas uma vez construídas, sistemas de amortecedores que procuram equilibrar as oscilações que advêm da passagem dos peões. São os denominados “*Tuning Mass Dampers*”, expressos geralmente pela sigla TMD, da terminologia inglesa (cujo princípio reside na implantação de massas), ou os “*Amortisseurs Dynamiques Accordés*”, simplifcadamente denominados através da sigla ADA, oriundos da nomenclatura francesa.

A Tabela 3.1 [12] demonstra com detalhe o ganho efectivo no amortecimento das estruturas, aquando da implementação dos amortecedores em diversas partes do mundo:

Tabela 3.1. – Alguns exemplos internacionais onde foram implementados dispositivos de dissipação das vibrações em estruturas pedonais.

País	Nome	Percentagem de amortecimento crítico do amortecedor	Percentagem de amortecimento crítico da estrutura sem amortecedor	Percentagem de amortecimento crítico da estrutura com amortecedor	Frequência da estrutura (Hz)
França	Passerelle du Stade de France (Passadiço no Estádio de futebol) (Saint-Denis)	7,5	0,2% a 0,3%	4,3% a 5,3%	1,95 (vertical)
França	Ponte pedonal de Solférino (Paris)		0,4%	3,5%	0,812 (horizontal)
França	Idem		0,5%	3%	1,94 (vertical)
França	Idem		0,5%	2%	2,22 (vertical)
Inglaterra	Ponte pedonal Millennium (Londres)		0,6% a 0,8%	2%	0,49 (horizontal)
Inglaterra	Idem		0,6% a 0,8%		0,5 (vertical)
Japão			0,2%	2,2%	1,8 (vertical)
USA	Las Vegas (Bellagio-Bally)		0,5%	8%	
Coreia do Sul	Passadiço de Seonyu		0,6%	3,6%	0,75 (horizontal)
Coreia do Sul	Idem		0,4%	3,4%	2,03 (vertical)

Para as pontes pedonais, o recurso à alteração da gama de frequências é o conceito chave a reter, de modo a proceder a um dimensionamento seguro, maioritariamente económico e quase sempre eficaz.

Deste modo, os intervalos que devem a todo custo ser evitados para a frequência fundamental e para as restantes frequências das pontes pedonais, são aqueles cuja distribuição estatística determina ser mais provável que esteja enquadrada a passada humana, isto é, entre 1,6 *Hz* e 2,4 *Hz* [10].

Além disso, segundo Bachmann [10], as componentes da acção manifestam-se noutros harmónicos superiores, em especial o segundo. Por este motivo, é aconselhado também a desviar os valores da frequência fundamental da estrutura e frequências superiores, para fora do intervalo entre 3,5 *Hz* e 4,5 *Hz* [10].

Para sistematizar os conceitos anteriores, o mesmo autor [10], propõe que caso a frequência fundamental de uma estrutura seja superior a 5 *Hz*, será uma opção conservativa sob o ponto de vista de controlo de vibrações.

É muito raro que uma estrutura exiba uma fraca rigidez e ao mesmo tempo tenha um valor de amortecimento fraco na direcção transversal, se bem que nestes últimos anos tem-se registado casos onde as estruturas exibem comportamentos oscilatórios importantes nesta direcção. Assim, uma medida precoce de salvaguardar este efeito consistirá em afastar as frequências naturais das estruturas para fora da gama de valores entre 0,8 *Hz* e 1,2 *Hz*, e ainda entre 2,6 *Hz* e 3,4 *Hz* (relativo ao segundo harmónico).

Também em certos casos excepcionais, existem certas estruturas que possuem valores muito baixos para o coeficiente de amortecimento e rigidez, em simultâneo, na direcção longitudinal, isto é, na direcção do tráfego pedonal, razão pela qual é referido [10] que sejam evitadas frequências naturais que variem entre $0,8\text{ Hz}$ e $1,2\text{ Hz}$, assim como $1,6\text{ Hz}$ e $2,4\text{ Hz}$, sendo estas duas últimas, relativas ao segundo harmónico da acção. À este respeito pode ser consultada a Figura 2.14, constante no Capítulo 2.

Alguma regulamentação a nível internacional tem sido criteriosamente desenvolvida, de forma a prevenir localmente os efeitos indesejáveis que aqui foram mencionados. De seguida são descritos alguns dos procedimentos usualmente encontrados nas normas mais exigentes:

A Norma Inglesa BS 5400 [17] impõe que, para que seja dispensada a verificação do estado limite de utilização quanto à vibração, a frequência fundamental da estrutura deve ser superior a 5 Hz , à semelhança do critério inicialmente proposto por Bachmann [10]. Para a direcção horizontal, considera-se dispensável qualquer tipo de verificação ao conforto em regime dinâmico, desde que as frequências próprias dos modos horizontais sejam superiores a $1,5\text{ Hz}$.

Do mesmo modo, agora num caso mais conservativo, a Norma Canadiana NBC 1980 [18] impõe que o valor da frequência fundamental seja superior aos 6 Hz para que seja dispensada qualquer análise rigorosa às vibrações.

Quanto à Norma Sueca Bro 2004, esta considera dispensável qualquer verificação do conforto às vibrações, desde que as frequências fundamentais da estrutura sejam superiores a $3,5\text{ Hz}$ [19].

A Norma Alemã SBA 123/82 [20] refere também que se a frequência fundamental da estrutura for avaliada, aumentando a massa da estrutura para um valor equivalente a uma acção de 3 kN/m^2 , e se obtiver um valor superior a 6 Hz , então dispensa um estudo dinâmico subjacente à passagem de peões.

No que concerne às recomendações mais actuais, como a Guideline Francesa, ou o SYNPEX, estas intervalam as frequências de risco de duas formas distintas. A primeira recorre à delimitação de valores para os quais os resultados de ensaios efectuados indicam haver uma tendência da passada humana estar centrada em redor dos 2 Hz , e ainda em virtude de considerar que o segundo harmónico da acção pode ter algum significado, surge o limite dos 5 Hz como frequência crítica de vibração da ponte quanto à direcção vertical. Na Guideline Francesa, metade do valor atribuído para a direcção vertical ($2,5\text{ Hz}$) é tido como limite máximo de risco para uma ressonância lateral.

Já o SYNPEX admite os valores dos percentís de 5% e 95% que resultam da aplicação de ensaios de passagens de peões sobre pontes pedonais. Deste modo, para a direcção vertical enquadram-se como frequências de risco os valores compreendidos entre $1,25\text{ Hz}$ e $2,3\text{ Hz}$, relacionando-se directamente com a velocidade do movimento de passagem, em lento e rápido, respectivamente. Quanto à direcção horizontal, é referido a limitação entre $0,5\text{ Hz}$ e $1,2\text{ Hz}$ para as frequências de risco, uma vez que foi considerado que as frequências horizontais da passada humana andam em geral em metade da homóloga vertical. O limite inferior porém, é apresentado tendo por base a frequência natural registada no dia de inauguração da ponte Millennium em Londres.

Devido ao facto dos resultados supra mencionados dizerem respeito a dados colhidos pela via experimental, e como tal apresentarem uma certa margem de incerteza, esta mesma guia técnica é mais conservativa e tende a alargar os intervalos limites, de modo a contemplar casos excepcionais de vibração. Além disso, na definição dos casos de carga pela mesma norma aparece um caso especial, que é a situação da corrida de um grupo de peões. Por esta razão, a máxima frequência de risco no SYNPEX fica restrita aos $3,5\text{ Hz}$.

É possível compilar então um quadro que contenha os valores limites proclamados por cada norma internacional ou pelas recomendações técnicas, de forma a serem mais rapidamente comparáveis e/ou consultadas. A Tabela 3.2 procura sistematizar os principais critérios admitidos por cada uma:

Tabela 3.2. – Excitação da frequência fundamental para um modo vertical segundo diversos autores e/ou organizações.

A Norma Alemã SBA 123/82 [20]	$< 6 \text{ Hz}^{(2)}$
A Norma NBC 1980 [18]	$< 6 \text{ Hz}$
A BS 5400 [17]	$< 5 \text{ Hz}$
O Eurocódigo 5 [21]	$< 5 \text{ Hz}$
O Anexo 2 do Eurocódigo 0 [22]	$< 5 \text{ Hz}$
O Eurocódigo 2 [23]	$1,6 \text{ Hz}$ e $2,4 \text{ Hz}$ e, se especificado entre $2,5 \text{ Hz}$ e 5 Hz
A Norma Bro 2004 [19]	$< 3,5 \text{ Hz}$
A regulamentação do Japão [24]	$1,5 \text{ Hz} - 2,3 \text{ Hz}$
A Norma ISO/DIS 10137 [25]	$1,7 \text{ Hz} - 2,3 \text{ Hz}$
Boletim CEB 209 [12]	$1,65 \text{ Hz} - 2,35 \text{ Hz}$
Bachmann [10]	$1,6 \text{ Hz} - 2,4 \text{ Hz}$
A Guideline Francesa [12]	$1 \text{ Hz} - 5 \text{ Hz}$
O SYNPEX [26]	$1 \text{ Hz} - 3,5 \text{ Hz}$

Nos casos para os quais a estrutura é muito flexível, ou se apresenta baixo amortecimento, ou quando não seja possível adaptar para valores convenientes as frequências naturais da estrutura, ou ainda nas situações onde sejam inclusivamente exigidos níveis de conforto elevados, um estudo do comportamento dinâmico da estrutura deverá ser efectuado.

Em todos os casos, onde existam problemas de vibração graves, dever-se-á adoptar medidas especiais como as que a seguir são sugeridas [10]:

- Colocação de guarda-corpos capazes de fazer aumentar a rigidez bem como o amortecimento da estrutura;
- Disposição de cabos que reduzem de forma eficaz as oscilações laterais da direcção horizontal, e se num plano inclinado também interagem na direcção vertical;
- Implantação de dispositivos que fomentem o amortecimento da estrutura. Contudo é sempre complicado de o conseguir, principalmente nas estruturas que possuam um coeficiente de amortecimento $\xi = 1\%$, isto é, 1% do amortecimento crítico, uma vez que os aparelhos recomendados ora se tornam muito volumosos, ora são muito caros;
- Colocação de aparelhos de absorção de vibrações, que constitui a tecnologia de ponta no momento actual.

⁽²⁾ Valor referente ao cálculo das frequências próprias da estrutura para um aumento da massa de 3kN/m^2 .

Em relação a estes últimos, é de seguida descrito os principais factores intervenientes, assim como os princípios analíticos e a metodologia que tem por base o dimensionamento e a concepção dos referidos aparelhos redutores de vibrações.

3.3. SISTEMAS REDUTORES DE VIBRAÇÃO ATRAVÉS DE MASSAS SINTONIZADAS (TMD'S)

Um dos sistemas mais eficazes no mundo inteiro e que actualmente começam a ser frequentemente empregues em pontes pedonais, bem como em qualquer tipo de estruturas que apresentem níveis de oscilações desconfortáveis para as pessoas são os TMD's, da terminologia inglesa "*Tuned Mass Dampers*". Consistindo em massas concentradas dispostas em pontos estratégicos da ponte, são elementos que uma vez ligados à estrutura, lhe conferem uma nova rigidez e um novo amortecimento.

Estes aparelhos são correctamente dimensionados para actuarem na frequência crítica do movimento, dando origem a duas novas frequências, uma inferior e outra superior à frequência inicial de risco. É no movimento relativo entre a estrutura e o TMD que se processa a dissipação de energia, necessária para reduzir as vibrações. Desde que a massa da estrutura seja muito superior à massa dos correspondentes TMD's, constata-se que os movimentos destes últimos usualmente são traduzidos por grandes deslocamentos quando comparados com a estrutura base.

O TMD é normalmente ajustado para que os dois máximos da resposta associada ao novo sistema de novas frequências tenham semelhante amplificação dinâmica, quando expressa em termos de deslocamentos. As curvas derivadas do estudo das equações da dinâmica do movimento encontram-se disponíveis na literatura da especialidade [27], [9] e [28]. Em particular, o autor sugere manifestamente a leitura da bibliografia específica [28], para melhor compreensão e pormenorização da aplicabilidade dos TMD's enquanto sistemas de controlo das vibrações em pontes pedonais, uma vez que neste capítulo apenas serão descritos os conceitos fundamentais que estão na origem da concepção dos referidos aparelhos. Contudo no Capítulo 10 será efectuada uma aplicação prática num modelo numérico, com vista a facultar uma exemplificação. As seguintes imagens são retiradas da bibliografia recomendada [28]:

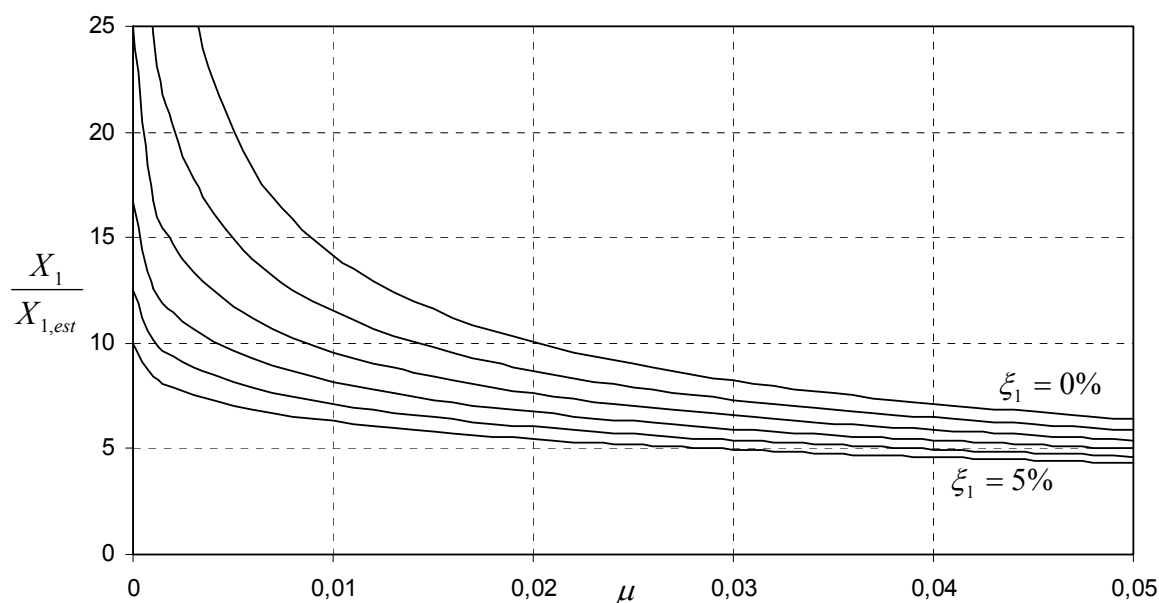
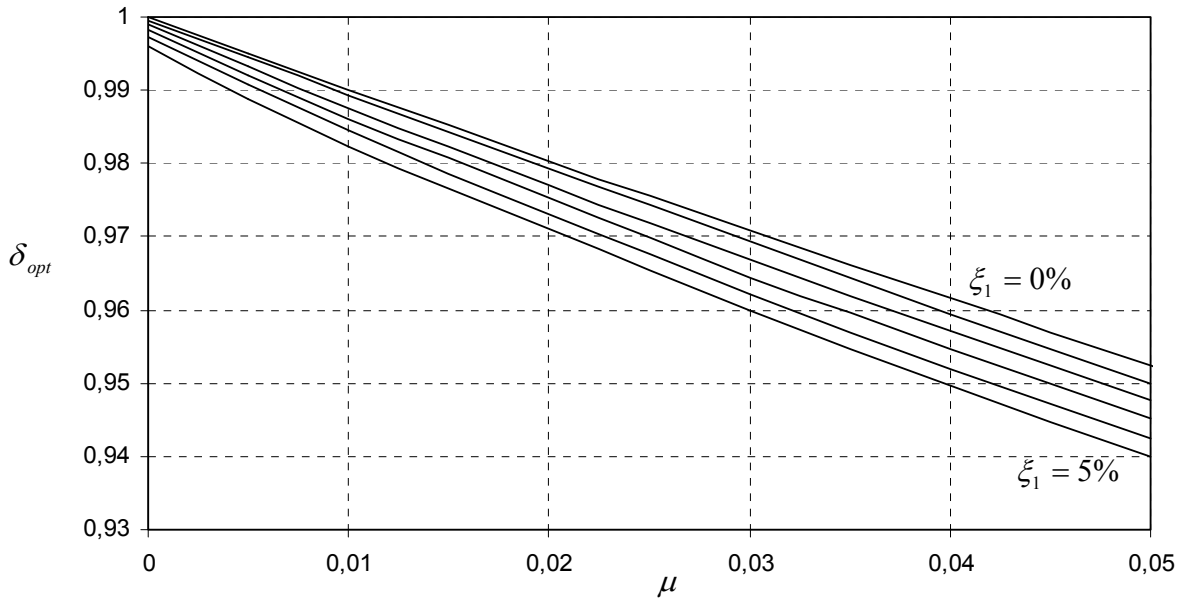
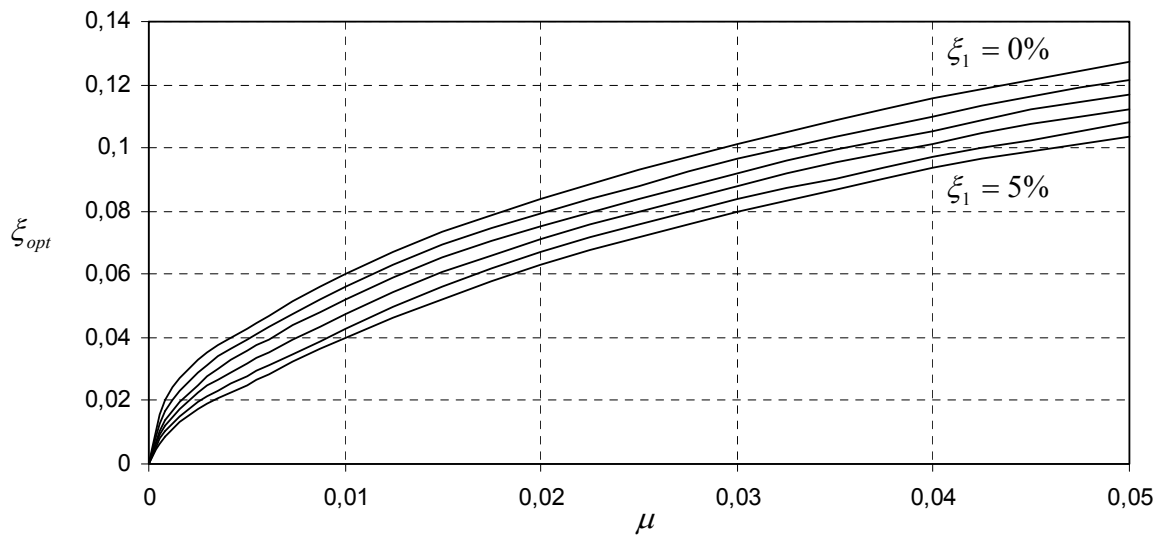


Fig.3.2. – Relação entre a amplitude máxima e estática da resposta [28].


 Fig.3.3. – Curvas base para a determinação do δ_{opt} [28].

 Fig.3.4. – Curvas base para a determinação do ξ_{opt} [28].

Sumariamente, o procedimento a adoptar na concepção de TMD's resume-se aos seguintes passos:

- 1) Escolha da massa do TMD, m_d , baseando-se para tal, no rácio μ entre aquela massa e a respectiva massa modal da estrutura M_H ($\mu = m_d / M_H$). Valores típicos do quociente entre massas μ oscilam entre 0,01 e 0,05;

- 2) Cálculo do rácio óptimo entre frequências para um TMD, expresso pelo quociente δ entre o valor relativo ao TMD, f_d , e à frequência do sistema inicial f_s ($\delta = f_d / f_s$) [27]:

$$\delta_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (3.1)$$

- 3) Cálculo do rácio óptimo para o amortecimento do TMD, ξ_{opt} [27]:

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3}} \quad (3.2)$$

- 4) Determinação das constantes do TMD:

- Constante de rigidez:

$$k_d = (2 \cdot \pi \cdot f_d)^2 \times m_d \quad (3.3)$$

- Constante de amortecimento:

$$c_d = 2 \cdot m_d \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_d) \cdot \xi_{opt} \quad (3.4)$$

Note-se que a formulação das expressões anteriores tem como base uma idealização de um coeficiente de amortecimento nulo da estrutura ($\xi_s = 0$), pelo que reduz o campo de aplicação das mesmas. É por este facto que os ábacos constantes das Figuras 3.2 a 3.4 podem e devem ser usados nas situações reais de dimensionamento. O autor quer deixar uma pequena ressalva para o facto de que nos casos correntes em que as estruturas disponham de valores para o coeficiente de amortecimento entre 0% e 1%, o erro cometido quando se recorre às ditas expressões é tão reduzido que em geral garante resultados satisfatórios.

O recurso aos TMD's não só em pontes pedonais, mas também em numerosas estruturas que apresentam movimentos bruscos aquando da excitação dos modos específicos de vibração, constituem nos dias de hoje uma solução a ter em conta logo desde a fase inicial de projecto. Contudo, a frequência para a qual se ajusta o TMD é crucial, sob o ponto de vista do melhor funcionamento do conjunto. Além disso, a máxima performance de desempenho revela-se particularmente difícil de ser garantida, em resultado da grande variabilidade dos valores da frequência natural, associadas à mutabilidade temporal das cargas pedestres (note-se que através do incremento da massa gera-se uma mudança repentina na frequência própria da ponte), ou devidas à modificação das propriedades mecânicas da estrutura ao longo da vida útil da obra.

4

PRINCIPAIS NORMAS INTERNACIONAIS QUE ASSEGURAM O CONFORTO DOS PEÕES EM PONTES PEDONAIIS

4.1. DESCRIÇÃO GERAL

De forma a garantir o conforto das pessoas quando atravessam uma ponte pedonal, a limitação de um valor máximo para os valores das acelerações presentes constitui nos dias de hoje um critério eficaz, pois permite de uma forma fácil, regular as oscilações da ponte para valores minimamente aceitáveis.

Não existe um consenso entre os diversos valores apontados pelos diversos investigadores, até porque não só os níveis de desconforto são relativos a cada indivíduo, mas também por constatar que essa mesma sensibilidade varia muito conforme o sexo e o peso dos peões.

A literatura e diversos regulamentos propuseram diferentes valores limites para a aceleração, que são definidos sequencialmente, começando pela BS 5400 [17], por ser aquela que tentou dar resposta aos fenómenos ocorridos com a ponte Millennium, seguindo-se os critérios apontados pelo Eurocódigo nas suas diversas versões, bem como da Norma ISO 10137 [25]. Referenciar-se-á também uma Norma de origem sueca, a Bro 2004 [19], bem como a Norma Canadiana ONT 83 [36] e a Norma Espanhola RPM-95 [35] relativa à construção de pontes metálicas.

O desenvolvimento mais recente da Guideline Francesa [12], bem como do SYNPEX, serão efectuados nos capítulos subsequentes, dado que se pretende fazer um estudo mais aprofundado em cada uma. Além disso, como ambas as recomendações têm uma publicação muito recente, o autor achou por bem proceder ao estudo de cada uma, de uma forma particular.

Finalmente, os principais critérios de cada norma / recomendação serão comparados qualitativa e quantitativamente no Capítulo 7 deste documento, através de figuras de síntese e quadros resumo projectados com essa finalidade.

4.2. NORMA BS 5400

A Norma Inglesa BS 5400 [17] destinada ao projecto e à construção de pontes pedonais, é complementada pelas Normas BD 29/04 e BD 37/01 [31], relativas ao desenho de projecto e às cargas para pontes pedonais, respectivamente.

Tida como uma das pioneiras no âmbito do controlo de vibrações, é no Apêndice C do BS 5400 que é definido o procedimento a adoptar para proceder ao controlo das vibrações verticais ocasionadas por um pedestre, em pontes pedonais cujas frequências próprias sejam inferiores a 5 Hz .

Por outro lado, e graças aos estudos realizados na ponte Millennium em Londres relativas ao fenómeno da sincronização forçada, a BD 37/01 tem por base a verificação do estado limite de serviço da estrutura sujeita a oscilações no seu plano horizontal. Assim sendo, qualquer estrutura pedonal que apresente frequências na gama de valores até $1,5 \text{ Hz}$, deverá ser analisada mediante um cálculo dinâmico, em especial se forem de pequena massa ou de pequeno amortecimento. Apesar de apresentar esta especificação, o respectivo regulamento não define porém, o modelo da carga a ser assimilado, o que significa que será da responsabilidade do projectista a fixação da modelação do carregamento, bem como do respectivo limite de conforto a ser tido em conta.

A BD 29/04 que lida com os critérios subjacentes ao projecto de pontes pedonais, informa ao projectista para o facto das pontes serem susceptíveis de terem fortes oscilações do tabuleiro, quando excitadas por peões, mesmo que de forma involuntária, em gamas de frequências inferiores a 5 Hz para a direcção vertical e $1,5 \text{ Hz}$ na direcção horizontal. Esta mesma norma alerta que toda a ponte pedonal deve satisfazer uma condição de conforto satisfatória, quando sujeita à uma acção como indicada na BD 37/01.

A Norma Inglesa BS5400 atribui a seguinte expressão para valor limite da aceleração nos casos em que a frequência fundamental é inferior a 5 Hz :

$$a_{\max} \leq 0,5 \cdot f_1^{0,5} \quad (m/s^2) \quad (4.1)$$

onde f_1 corresponde ao valor da frequência fundamental. Deste modo, em pontes cuja frequência fundamental seja na ordem dos 2 Hz , tem fixada imediatamente uma aceleração máxima de $0,7 \text{ m/s}^2$, ou no caso da frequência fundamental ser 3 Hz , o valor limite da aceleração ascende para os $0,78 \text{ m/s}^2$.

A determinação da máxima componente de aceleração para um modo vertical de vibração pode, ao cuidado da Norma BD 37/01, ser obtida à custa do método simplificado ou do método geral. O método simplificado apenas é válido para pontes com apenas um, dois ou inclusive três vãos desde que simétricos, simplesmente apoiados e de secção transversal constante. Em situações de estruturas mais complexas, a máxima componente de aceleração vertical deve ser calculada admitindo que a acção dinâmica referente a um pedestre pode ser traduzida por uma força pontual $F(t)$, movendo-se ao longo do vão principal da ponte com velocidade constante, de acordo com:

$$F(t) = 180 \sin(2\pi f_0 t) \quad [N] \quad (4.2)$$

$$v_t(f_0) = 0,9 f_0 \quad [m/s] \quad (4.3)$$

onde f_0 é a frequência fundamental vertical em análise, t é o tempo em s, e v_t é a velocidade do deslocamento do peão em m/s.

4.3. O EUROCÓDIGO

Considerado como os fundamentos do projecto estrutural, é no Anexo 2 do EN 1990 [22] que constam os critérios de conforto de peões relacionados com os Estados Limites de Utilização (ELS), avaliados em termos de acelerações máximas permitidas em qualquer ponto do tabuleiro.

Quanto à direcção vertical, o Eurocódigo 0 no seu Anexo 2 admite como limite de aceleração, um valor constante à volta de $0,7 \text{ m/s}^2$. Já no que diz respeito às vibrações laterais de frequências à volta de 1 Hz , o mesmo documento propõe uma aceleração crítica horizontal de $0,2 \text{ m/s}^2$ em face de uma utilização normal da ponte, e $0,4 \text{ m/s}^2$ para condições excepcionais tais como circulação de grupos de peões. Infelizmente não define os tipos de carregamentos que lhes estão associados em cada caso.

O Eurocódigo 1 [32] define modelos de cargas presentes em pontes rodoviárias, ferroviárias e também nas pontes pedonais. É no Capítulo 5.7 do Eurocódigo 1 [32] que se lida com os modelos das cargas dinâmicas associadas aos peões. É indicado que, dependendo das características dinâmicas da ponte, as frequências naturais mais relevantes da estrutura principal da plataforma da ponte devem ser avaliadas através de um modelo estrutural apropriado. Mais ainda, indica que as forças exercidas pelos pedestres com uma frequência idêntica a uma das frequências naturais da ponte podem resultar em ressonância da estrutura, e por este motivo, necessitam ser avaliadas a propósito de salvaguardar o cumprimento satisfatório do ELS em relação às vibrações.

Finalmente, Eurocódigo 1 [32] indica que um modelo dinâmico apropriado da carga pedestre assim como os critérios do conforto pretendidos deverão ser definidos. Contudo, o método da modelação da acção é deixado aos cuidados do projectista.

O Eurocódigo 5 [21] contém informação relativa à construção de pontes em madeira. É requerido o cálculo das acelerações na direcção horizontal e na vertical quer sejam devidas a pequenos grupos, quer tenham origem na concentração de pedestres em grandes proporções. À semelhança do EN 1990, os valores máximos da aceleração estão fixados em $0,7 \text{ m/s}^2$ e $0,2 \text{ m/s}^2$ para a direcção vertical e horizontal, respectivamente. As verificações quanto ao conforto devem ser aceitáveis em pontes com frequências naturais menores que 5 Hz nos modos verticais de oscilação, e menores que $2,5 \text{ Hz}$ nos modos horizontais. Um método simplificado para calcular as acções induzidas por peões em pontes de vãos simplesmente apoiados, é apresentado no Eurocódigo 5 [21], no Anexo B. Em estruturas mais complexas, a metodologia do carregamento a adoptar é deixado ao critério do projectista.

Por último, resta mencionar que no Eurocódigo 5 [21] é aludido também que, tal como os dados usados nos cálculos, os resultados estão sujeitos a incertezas muito elevadas e consequentemente, se os critérios do conforto não forem satisfeitos por uma margem significativa, pode ser necessário fazer a provisão ainda em projecto da instalação de amortecedores na estrutura.

4.4. NORMA ISO/10137

A presente Norma ISO/10137 [25] foi desenvolvida pela *International Organization for Standardization*, com o intuito de prover os princípios de previsão de vibrações em estruturas na fase de projecto, bem como de estipular valores limites para a aceleração com o objectivo de reduzir as vibrações.

A ISO/10137 define simultaneamente a fonte vibratória, o trajecto e finalmente o receptor, como as três variáveis chave a ter em consideração quando se estiver a analisar uma ponte, quanto as vibrações num estado de serviço. A fonte de vibração produz as forças ou as acções dinâmicas (peões). A meio tem-se a estrutura, que entre a fonte e o receptor constitui o trajecto de transmissão (a ponte

propriamente dita). E os receptores são novamente os pedestres sobre a ponte. Desta forma, a análise da resposta requer a formulação de um modelo que incorpore as características da fonte, o meio de transmissão, e quando resolvido, a vibração sentida por um peão.

A ISO/10137 indica que a definição dos critérios de conforto são da responsabilidade do projectista. Mais ainda, a referida norma alerta para que o dimensionamento da ponte seja rigoroso suficiente, de modo a que o nível de vibrações exibidos em serviço, não ponha em causa o pânico dos utilizadores. No Anexo C são dados alguns exemplos quanto aos critérios de vibração para pontes pedonais. Neste, é ainda sugerido para usar as curvas base para vibrações nos sentidos verticais e horizontais dados na ISO 2631-2 [33] (Figuras 4.1 e 4.2), multiplicadas por um factor de 60, excepto quando uma ou mais pessoas se encontrem encima da ponte, onde um factor de 30 deverá ser o mais aconselhado, em virtude de um peão em repouso ser mais sensível às vibrações manifestadas por uma estrutura.

No entanto, e de acordo com Zivanovic [34], as recomendações anteriores não se baseiam na pesquisa científica elaborada no âmbito das vibrações em pontes pedonais.

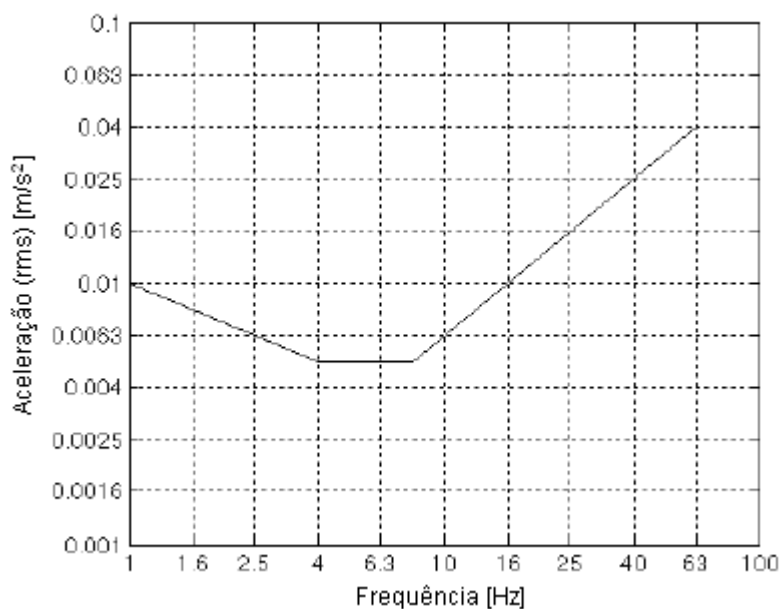


Fig.4.1. – Curva base para a aceleração vertical.

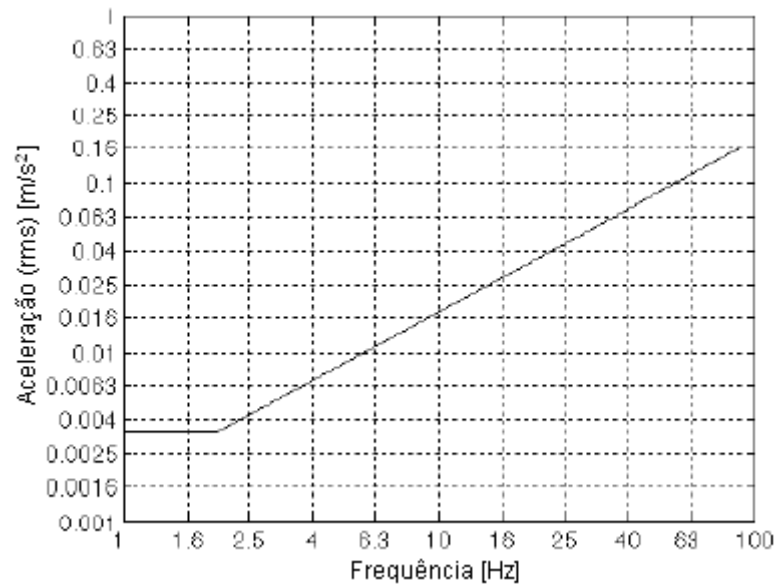


Fig.4.2. – Curva base para a aceleração horizontal.

Ainda relativamente à Norma ISO/10137, a modelação do efeito de certo número de indivíduos pode ser elaborada mediante a variação temporal de uma carga. Por conseguinte, esta acção deve variar não só no tempo, mas também na posição espacial, atendendo à analogia da passagem do peão sobre a estrutura.

A situação da carga a considerar na fase de projecto deve ser seleccionada dependendo da variação da afluência de peões à ponte, durante a sua vida útil. Com este propósito, recomenda-se considerar os seguintes cenários:

- Um peão a atravessar a ponte;
- Um pequeno grupo de peões (grupo de 8 a 15 pessoas);
- Número considerável de peões (mais do que 15 pessoas);
- Situações invulgares de carregamento (ocasião festiva, desfile, coreografias).

Atendendo ao Anexo A da Norma ISO/10137, a força responsável pela passagem de um peão sob uma ponte pedonal é traduzida em termos da série de Fourier por:

$$F_v(t) = Q(1 + \sum_{n=1}^k \alpha_{n,v} \sin(2\pi nft + \varphi_{n,v})) \quad \text{direcção vertical} \quad (4.4)$$

e

$$F_h(t) = Q(1 + \sum_{n=1}^k \alpha_{n,h} \sin(2\pi nft + \varphi_{n,h})) \quad \text{direcção horizontal} \quad (4.5)$$

Onde $\alpha_{n,v}$ e $\alpha_{n,h}$ são coeficientes numéricos relativos ao harmónico n e às direcções verticais e horizontais, respectivamente. A variável Q corresponde ao peso estático da pessoa modelo considerada, f é a frequência da excitação, $\varphi_{n,v}$ e $\varphi_{n,h}$ são os ângulos de fase do harmónico n ,

conforme as direcções sejam vertical no primeiro caso e horizontal no segundo caso. O índice k quantifica o número de harmónicos até ao qual se considera a correcta definição da força.

Alguns exemplos dos valores que os coeficientes $\alpha_{n,v}$ e $\alpha_{n,h}$ assumem são apresentados no Anexo A da Norma ISO/10137.

A acção dinâmica de um grupo de peões depende primeiramente do peso dos participantes, da densidade das pessoas que se posicionam sobre a estrutura por unidade de área e da sincronização dos intervenientes.

A sincronização consiste em multiplicar a força individual provocada por um peão, por um coeficiente de correlação $C(N_p)^{(3)}$, que traduza a eficácia de movimentos entre as pessoas, resultando para a expressão final da força do conjunto, tal como disposto na expressão 4.6:

$$F(t)_{N_p} = F_i(t) \times C(N_p) \quad (4.6)$$

onde N_p é o número total de peões intervenientes e $F_i(t)$ é a força tal como definida para o efeito de um peão individual.

Note-se a título exemplificativo que se o movimento entre peões for dessincronizado, o coeficiente $C(N_p)$ assume o valor de:

$$C(N_p) = \sqrt{N_p} / N_p \quad (4.7)$$

4.5. NORMA BRO 2004

A Bro 2004 [19], é uma norma de carácter técnico, tendo maior aplicabilidade no projecto e construção de pontes na Suécia. Foi publicada pela *Swedish Road Administration (SRA)* que é o organismo responsável por toda a rede do sistema de transportes. O *SRA* tem ainda o importante papel de planear, construir e realizar operações de manutenção do sistema rodoviário local.

A Bro 2004 define que as pontes pedonais devem ter frequências fundamentais acima dos $3,5 \text{ Hz}$, para os modos verticais de vibração. Caso contrário, uma verificação das vibrações deverá ser efectuada em condições de utilização.

Se alguma frequência natural de um modo vertical de vibração for menor ou igual a $3,5 \text{ Hz}$, o valor da aceleração, a_{RMS} (Root-Mean-Square), de qualquer local da ponte deve ser limitada a $0,5 \text{ m/s}^2$, resultando na seguinte expressão:

$$a_{RMS} < 0,5 \text{ m/s}^2 \quad (4.8)$$

A aceleração vertical deve ser calculada mediante uma análise dinâmica à ponte. A análise dinâmica pode ser executada com o recurso a um método simplificado ou a um método geral. O método simplificado dado na Bro 2004 é apenas aplicável às pontes de vão simplesmente apoiados. Para as

⁽³⁾ Este coeficiente aparece mais adiante definido na Guideline Francesa como o número equivalente de peões, N_{eq} , tendo como é evidente, outra formulação.

estruturas de maior complexidade, uma análise detalhada recorrendo a manuais da especialidade ou programas de cálculo é requerida [19].

A aceleração a_{RMS} de um modo vertical de oscilação deve ser determinada assumindo uma carga dinâmica semelhante ao efeito que um peão produz, quando se encontrar estacionado sobre a ponte. O valor da força que quantifica a acção em causa é anunciada de seguida na expressão 4.9:

$$F(t) = k_1 k_2 \sin(2\pi f_F t) \quad [N] \quad (4.9)$$

onde é dado por $k_1 = \sqrt{0,1BL}$ e $k_2 = 150 N$, f_F é a frequência da acção, t é o valor do tempo considerado, B é a largura da ponte em metros e L é o respectivo comprimento entre apoios também em metros.

A Bro 2004 aborda apenas as acelerações verticais e nenhuma exigência ou precaução possui, à respeito das vibrações horizontais, o que não deixa de ser uma lacuna na referida norma.

4.6. NORMA ESPANHOLA RPM – 95

Destinada primordialmente ao projecto de pontes metálicas para passagem de veículos, a Norma Espanhola RPM – 95 [35] contém também indicações úteis quanto ao controlo de acelerações em pontes pedonais.

Assim, sempre que sejam construídas pontes que sejam sensíveis às vibrações, deve-se salvaguardar que situações como a de ressonância não ocorrem e que as acções não produzem oscilações inaceitáveis sob o ponto de vista da fadiga. A norma especifica que estes casos de carga dinâmicos devem ser examinados cuidadosamente, uma vez que podem interferir com a integridade da ponte em termos da segurança.

Deste modo, nas pontes que sejam susceptíveis de serem transitáveis por peões, não devem ser produzidas vibrações desagradáveis ou que gerem qualquer perturbação física ou emocional. Tais condições são em geral satisfeitas, quando a máxima aceleração vertical que possa vir desencadear-se, em $[m/s^2]$, não ultrapasse o seguinte valor limite disposto na expressão 4.10, em qualquer ponto que seja transitável por peões:

$$a_{\max} \leq 0,5 \cdot f_0^{0,5} \quad (m/s^2) \quad (4.10)$$

com f_0 como sendo a frequência do primeiro modo de vibração vertical, expressa em Hz para efeitos de aplicabilidade na expressão 4.10.

Uma observação que pode ser efectuada, consiste no facto da Norma Espanhola admitir para o controlo da aceleração máxima o mesmo critério limite que é tido como referência pela Norma BS5400.

Posto isto, e na ausência de cálculos mais rigorosos, considera-se que nos passadiços pedonais a aceleração máxima será tolerável quando seja satisfeita a condição expressa em 4.11:

$$y_e \leq \frac{\sqrt{f_y}}{80 f_y^2 k \psi} \quad (4.11)$$

sendo:

y_e a flecha estática produzida pelo peão de 750 N localizado no ponto da ponte de máxima deflexão, em [m];

f_y é a frequência principal de vibração em [Hz];

k é o factor de configuração da estrutura, segundo a Tabela 4.1;

ψ é o factor de resposta dinâmica, de acordo com a Tabela 4.2.

Tabela 4.1. – Factor de configuração da estrutura k considerado pela Norma Espanhola.


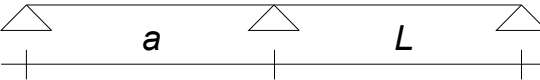

Configuração	a/L	k
	0	1,0
	1,0	0,7
	0,8	0,9
	< 0,6	1,0
	1,0	0,6
	0,8	0,8
	< 0,6	0,9

Tabela 4.2. – Factor de resposta dinâmica ψ admitido pela Norma Espanhola.

$L [m]$	ψ
10	5,3
20	8,8
30	12,2
40	14,7
50	16,6

4.7. NORMA ONT 83

Em último lugar nesta apresentação das principais normas internacionais, surge a Norma Canadiana ONT 83 [36], que apesar de ser relativamente antiga, é suficientemente rigorosa. A expressão 4.12 traduz o critério que delimita o valor da aceleração máxima vertical, em pontes pedonais, em função de f_1 que é a frequência natural em estudo:

$$a_{\max} \leq 0,25 \cdot f_1^{0,78} \quad (m/s^2) \quad (4.12)$$

Deste modo, exemplificando pode-se afirmar que frequências fundamentais de 2Hz, relacionam-se com $0,43m/s^2$ de valor limite de aceleração, e frequências fundamentais de 3Hz têm como valor máximo $0,59m/s^2$.

Da análise à expressão 4.12, constata-se que a expressão que limita a aceleração máxima é muito semelhante à que foi estabelecida pela Norma BS5400, mudando apenas em algumas constantes numéricas, mas mantendo a mesma lei de variação exponencial. Além disso, como mais adiante será confirmado, esta norma é mais exigente em termos de conforto do que a Norma BS5400.

5

RECOMENDAÇÕES INTERNACIONAIS MAIS RECENTES – A GUIDELINE FRANCESA

5.1. APRESENTAÇÃO GERAL

Apresentada em Março de 2006, a Guideline Francesa [12] é uma das mais recentes recomendações internacionais. Por este motivo, e dado o interesse prático em avaliar a metodologia imposta neste documento, dar-se-á maior destaque à explanação das regras básicas, numa primeira fase para posteriormente efectuar uma análise pormenorizada dos resultados práticos, em virtude da aplicação dos critérios, a um modelo de uma ponte pedonal existente.

A Guia Metodológica Francesa tende a especificar numa primeira fase a distinção entre os dois tipos de cargas que afectam o quotidiano das estruturas, e assim distinguem-se à partida as cargas estáticas ou estacionárias das cargas dinâmicas. Enquanto que as primeiras são imutáveis no tempo, as segundas já não o são e por esta razão ainda conseguem ser subdivididas em quatro categorias como a seguir se indica:

- As cargas harmónicas ou simplesmente sinusoidais;
- As cargas periódicas, correspondentes às que se repetem em intervalos de tempo de forma regular;
- As cargas aleatórias que variam de forma arbitrária, quer seja na duração, na intensidade ou ainda na direcção;
- Por último, apresentam-se as cargas impulsivas que caracterizam todo o tipo de cargas de muito curta duração.

As acções induzidas pelo homem podem ser enquadradas como pertencentes ao segundo caso anteriormente mencionado. Uma das principais características deste tipo de acções é a sua fraca intensidade de tal forma que, quando aplicadas a estruturas de elevada rigidez ou portadoras de uma elevada massa, estas acções apenas as fazem vibrar de um modo quase imperceptível. Porém, quando estas cargas actuam sob as pontes pedonais ou outras estruturas tendencialmente construídas por técnicas e tecnologias construtivas inovadoras (apresentando-se portanto mais esbeltas e flexíveis também), geram-se por vezes vibrações de elevada amplitude.

Os fenómenos dinâmicos subjacentes às passagens de peões sob pontes pedonais foram estudados com muito detalhe em França, mesmo que não haja nenhuma legislação aplicável naquele território de carácter obrigatório, mas sim de índole informativa, extraída de diversos ensaios realizados sob diversas obras construídas.

Os estudos realizados pelo grupo SÉTRA-AFGC são a seguir apresentados como uma via de análise de pontes pedonais sujeitas a um carregamento dinâmico, e que tem em vista avaliar o seu conforto em face de diversos casos de carregamento.

5.2. MODELAÇÃO SIMPLIFICADA DA ACÇÃO DE UM PEÃO

Como foi mencionado anteriormente noutras normas, a definição da acção de um peão passa por saber quantos dos harmónicos devem ser considerados, e desta forma proceder à decomposição da respectiva série de Fourier nos termos simplificados que a constituem. Si se atender apenas ao primeiro harmónico, considera-se em geral satisfatório a modelação obtida, para delinear as ordens de grandeza dos deslocamentos, acelerações e eventualmente esforços. Isto deve-se à maior contribuição que o primeiro harmónico representa para o resultado final.

Deste modo e a menos de uma análise requerida com maior rigor na formulação, os efeitos obtidos à custa do primeiro harmónico traduzirão resultados relativamente próximos dos reais, sugerindo-se a seguinte tabela de síntese, que sistematiza as acções presentes na Guideline Francesa, conforme cada situação específica:

Tabela 5.1. – Expressões relativas à acção de um peão isolado, considerando apenas o efeito da primeira harmónica, segundo a Guideline Francesa [12].

Função de carga simplificada [N]	Frequências próprias [Hz]	Tipo de movimento	Direcção
$F_v(t) = G + 0,4G \sin(2\pi f_v t)$	$1,6 \leq f_v \leq 2,4$	Caminhar	Vertical
$F_v(t) = 1250 + 1250 \sin(2\pi f_v t)$	$2 < f_v < 3,5$	Correr	Vertical
$F_{ht}(t) = 0,05G \sin(2\pi f_{ht} t)$	$0,8 \leq f_{ht} \leq 1,2$	Caminhar	Horizontal transversal
$F_{hl}(t) = 0,2G \sin(2\pi f_{hl} t)$	$1,6 \leq f_{hl} \leq 2,4$	Caminhar	Horizontal longitudinal

onde G é o peso do peão em N , enquanto que f_v , f_{ht} e f_{hl} são as frequências naturais da ponte conforme as direcções verticais, horizontais transversais ou horizontais longitudinais estejam a ser estudadas.

Para a corrida, a Guideline Francesa propõe um carregamento em função do tempo, em virtude da decomposição de uma série de Fourier, que contém um valor constante de $1250 N$ e uma outra componente variável, dependente da frequência com que se processa a corrida, e de amplitude igual a $1250 N$.

5.3. MODELAÇÃO DE UM GRUPO DE PEÕES

O estudo do efeito de um aglomerado de peões passa em primeiro lugar por se caracterizar a ponte quanto à classe, em função do nível de tráfico a que está estará sujeita na maior parte da vida útil, para seguidamente também escolher-se um nível de conforto a ser respeitado no mesmo período.

Posto isto, é importante escolher adequadamente a classe da ponte, uma vez que é este parâmetro que implica ou não, a obrigação de calcular as frequências próprias da estrutura. No caso de ser necessário

o cálculo das frequências, segue-se um enquadramento destas em intervalos, a que correspondem diferentes casos de carga dinâmicos, definidos para representar os diversos efeitos esperados pelo tráfego dos peões. Finalmente, com base na análise dos casos de carga definidos, obtém-se resultados para a aceleração da estrutura, e em função da ordem de grandeza dos valores obtidos, torna-se possível caracterizar o nível de conforto.

O procedimento descrito apresenta-se simplificado no seguinte organograma, constante na Figura 5.1:

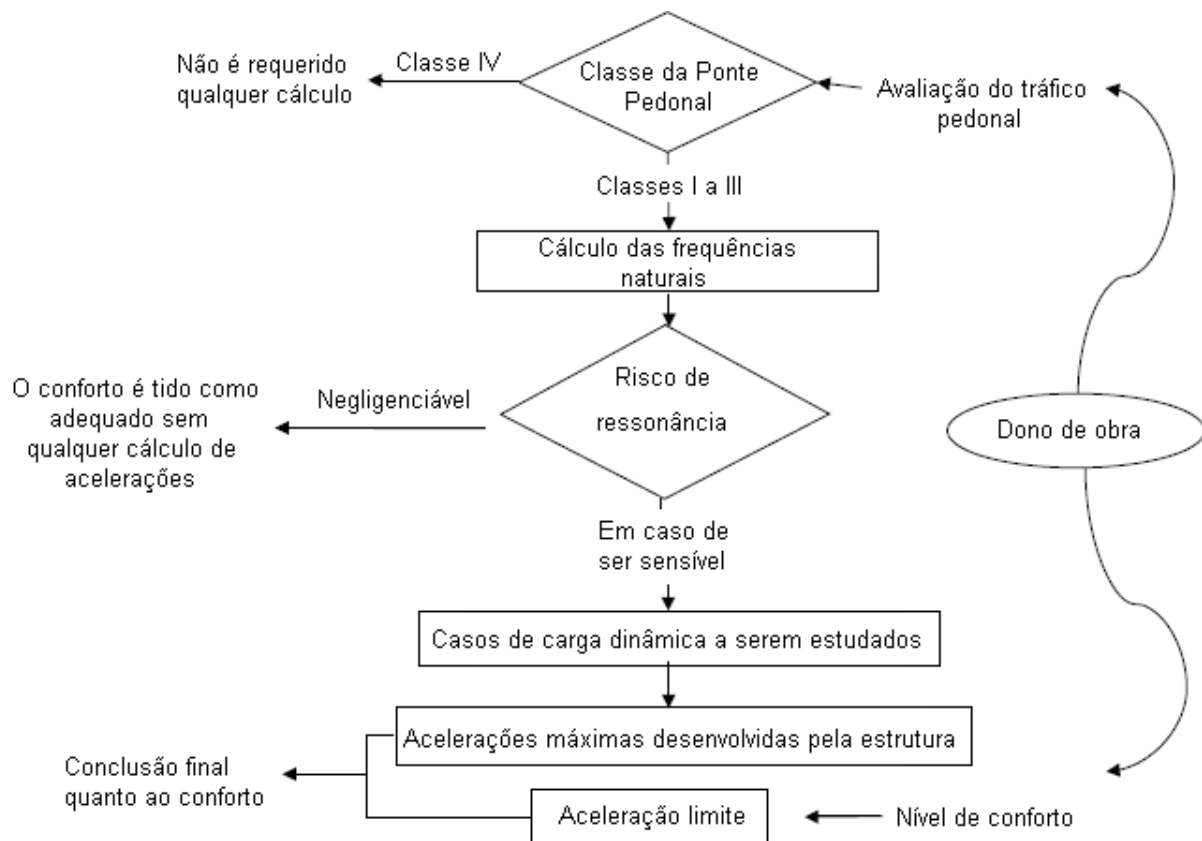


Fig.5.1. – Organograma referente à metodologia assimilada.

Este capítulo fará referência às verificações aos Estados Limites de Serviço (ELS) e aos Estados Limites Últimos (ELU) que deverão ser executados para a análise dinâmica do carregamento pedonal. Note-se contudo que adicionalmente, para ambos os estados limites (ELS e ELU), dever-se-á efectuar as análises clássicas que constam na legislação actual em vigor.

5.4. DETERMINAÇÃO DA CLASSE DA PONTE

A definição da classe da ponte depende no nível de tráfego pedonal que a mesma recebe, e de acordo com esta ideologia, surgem então quatro classes como a seguir se indica [12]:

Classe I: ponte urbana ligadas à uma extrema intensidade pedonal, como por exemplo a presença na sua imediação de um terminal de aeroporto, ou uma estação de metro, ou submetidas ao tráfego intenso e significativo, sendo corrente o atravessamento de multidões sob a mesma;

Classe II: ponte urbana que faz ligação entre zonas medianamente povoadas, e que podem ocasionalmente serem carregadas sob toda a sua superfície;

Classe III: ponte normalmente utilizada; poderá por vezes ser atravessada por grandes grupos, mas sem nunca a carregarem sob toda a superfície;

Classe IV: ponte muito pouco utilizada, construída para ligar zonas fracamente povoadas, ou de modo a assegurar continuidade dos caminhos pedonais, como sejam a interrupção causada por uma via rápida ou auto-estrada.

Atendendo às classes anteriormente mencionadas, será de fixar a ponte numa classe que melhor se adapte às características de carregamento num presente próximo, assim como deve-se atender às evoluções do mesmo, ao longo do seu período de funcionamento. No dimensionamento, a escolha da classe pode ser altamente influenciada por outros motivos. Por exemplo, a escolha de uma classe mais exigente poderá precaver situações futuras de carregamentos importantes, aumentando o nível de prevenção das vibrações. Por outro lado, a escolha de uma classe inferior pode estar relacionada com limitação de custos de construção, ou tendo em vista uma maior liberdade sob a concepção geométrica (pontes mais esbeltas e por isso sujeitas a níveis de vibração mais elevados).

As pontes que sejam consideradas como enquadradas na classe IV, dispensam a verificação ao comportamento dinâmico. Para as pontes muito leves, será prudente admitir no mínimo a classe III, com o propósito de que um controlo do risco seja assim considerado. De facto, para pontes muito leves, é relativamente fácil surgirem oscilações fortes mesmo sem estar a excitação, na gama de frequências que induzem a ressonância.

5.5. DEFINIÇÃO DOS NÍVEIS DE CONFORTO

É o projectista quem deve fixar qual o nível de conforto que pretende implementar numa estrutura. Assim sendo, destacam-se três níveis de conforto possíveis:

Conforto máximo: as acelerações apresentadas pela ponte não são perceptíveis pelas pessoas;

Conforto médio: as acelerações causadas pela estrutura são simplesmente sentidas pelas pessoas;

Conforto mínimo: sob certas configurações de carregamento pouco frequentes, as acelerações da estrutura são de tal forma elevadas que são intoleráveis para o corpo humano.

É necessário atender ao facto do conforto ser um conceito muito subjectivo, ou ainda que uma dada aceleração pode ser sentida de uma forma diferente entre dois quaisquer utilizadores. Por este motivo, o critério de escolha de um nível de conforto deve ter em conta as características da população que usufrui da estrutura. Simplificadamente pode-se ser mais exigentes com utilizadores mais sensíveis, tais como idosos, ou pessoas com deficiências no caminhar, e ainda ser mais tolerantes em situações onde por exemplo a travessia seja muito rápida, como nas pontes de pequeno comprimento.

No que diz respeito às frequências, existe uma nota importante de realçar: se após a determinação das frequências próprias da estrutura, o risco de ressonância for considerado como nulo, então o conforto é considerado como satisfatório, simplificando desta forma os cálculos respeitantes às acções dinâmicas.

5.6. GAMAS DE ACELERAÇÃO ASSOCIADAS AOS NÍVEIS DE CONFORTO

O nível de conforto é avaliado através da comparação das acelerações desenvolvidas pela estrutura, determinadas pelo cálculo dinâmico dos casos de carga e os valores patentes nas tabelas que se

seguem. Assim, as Tabelas 5.2 e 5.3 traduzem respectivamente para as acelerações verticais e horizontais, quatro gamas de valores designados de 1, 2, 3 e 4. Os três primeiros dizem respeito aos níveis de conforto máximo, médio e mínimo, descritos no início do sub capítulo anterior. A gama número 4 corresponde às acelerações que não podem ser aceites nas estruturas em qualquer circunstância.

Tabela 5.2. – Intervalos limites da aceleração para vibrações verticais.

<i>Aceleração</i> (m/s^2)	0	0,5	1,0	2,5
Gama 1	Máximo			
Gama 2		Médio		
Gama 3			Mínimo	
Gama 4				Inaceitável

Tabela 5.3. – Intervalos limites da aceleração para vibrações horizontais.

<i>Aceleração</i> (m/s^2)	0	0,10	0,15	0,3	0,8
Gama 1	Máximo				
Gama 2			Médio		
Gama 3				Mínimo	
Gama 4					Inaceitável

De notar que na Guideline Francesa [12], os valores para a aceleração horizontal máxima permitida, em qualquer gama de 1 a 4, encontra-se limitada a $0,1 m/s^2$, com o propósito de evitar a sincronização forçada.

5.7. DETERMINAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS E DA NECESSIDADE EM PROCEDER AO CÁLCULO COM CARGAS DINÂMICAS

A determinação das frequências próprias de vibração da estrutura torna-se uma obrigação nas pontes pertencentes às classes I, II ou III. Devem contemplar as três direcções principais de movimento: vertical, horizontal longitudinal e horizontal transversal. São determinadas para 2 hipóteses de massas: ponte vazia, consistindo apenas a massa relacionada com o peso próprio da mesma, e a ponte carregada sob toda a superfície à razão de um peão de $700 N$ por metro quadrado.

O risco de entrar em ressonância depende da proximidade entre as frequências próprias obtidas para a estrutura, e os valores padrão para os quais se enquadram as frequências da passada humana. Desta forma, em função do risco de ressonância, são definidos os diversos casos de carga dinâmicos que posteriormente deverão ser estudados para verificar os critérios de conforto.

5.8. CLASSIFICAÇÃO DA GAMA DE FREQUÊNCIAS

Distinguem-se quer na direcção vertical, quer na horizontal, quatro séries de frequências correspondendo a um risco decrescente de entrar em ressonância. Dispõe-se de seguida as diversas séries consideradas pela recomendação do SÉTRA:

Série 1: risco máximo de entrar em ressonância;

Série 2: risco médio de entrar em ressonância;

Série 3: risco fraco de entrar em ressonância para as situações correntes de carregamento;

Série 4: risco extremamente baixo de entrar em ressonância.

A Tabela 5.4 apresenta as frequências de risco associadas a cada série anterior, para as vibrações verticais e ainda para as vibrações horizontais longitudinais. As vibrações horizontais transversais estão contempladas na Tabela 5.5, como a seguir se indica:

Tabela 5.4. – Intervalos das frequências de risco (Hz), para vibrações verticais.

<i>Frequência (Hz)</i>	0	1,0	1,7	2,1	2,6	5
Série 1						
Série 2						
Série 3						
Série 4						

Tabela 5.5. – Intervalos das frequências de risco (Hz), para vibrações horizontais.

<i>Frequência (Hz)</i>	0	0,3	0,5	1,1	1,3	2,5
Série 1						
Série 2						
Série 3						
Série 4						

5.9. DEFINIÇÃO DOS CASOS DE CARGA A CONSIDERAR

De acordo com o que foi mencionado, em função da classe da ponte e das séries onde as frequências próprias da estrutura se encontram, devem definir-se um cálculo dinâmico para todos ou parte dos seguintes casos de carga. Na Tabela 5.6 resume-se o procedimento a adoptar em cada caso.

Caso de carga nº 1: concentração pouco densa ou densa de peões;

Caso de carga nº 2: concentração muito densa de peões;

Caso de carga nº 3: efeito da segunda harmónica de um grupo de peões.

Tabela 5.6. – Casos de carga a considerar em função da classe da estrutura e das frequências próprias da mesma.

		Caso de carga a considerar para um controlo eficaz da aceleração		
Tráfego pedonal	Classe da ponte pedonal	Série de risco onde está enquadrada a frequência natural da estrutura		
		1	2	3
Pouco denso	III	Caso nº 1	Nenhum	Nenhum
Denso	II	Caso nº 1	Caso nº 1	Caso nº 3
Muito denso	I	Caso nº 2	Caso nº 2	Caso nº 3

Os casos de carga a seguir definidos foram elaborados [12] com o objectivo de representar, de uma forma simplificada, os efeitos que os peões (quando presentes em certo número sobre a estrutura), podem vir a desencadear.

5.9.1. CASO DE CARGA Nº 1: CONCENTRAÇÃO POUCO Densa OU Densa DE PEÕES

Este caso de carga diz respeito às pontes pedonais da classe III (concentração pouco densa) e classe II (concentração densa de peões). A densidade d das pessoas envolvidas é função da classe da ponte:

Tabela 5.7. – Densidade de peões em função da classe da ponte pedonal.

Classe	Densidade d de pessoas envolvidas
III	0,5peões/m ²
II	0,8peões/m ²

Considera-se que as pessoas estão uniformemente repartidas sob a superfície da ponte S . Deste modo o número de peões implicados N_p pode ser determinado a partir da expressão 5.1:

$$N_p = S \times d \quad (5.1)$$

O número de peões equivalentes N_{eq} , ou seja, o número de peões que estando todos à mesma fase e à mesma frequência, produzem os mesmos efeitos que os peões aleatórios com frequências e fases quaisquer, é dado pela expressão 2.8, relativa ao Capítulo 2 deste mesmo documento.

A carga tem ainda de ser afectada de um coeficiente redutor ψ , e que essencialmente consiste num parâmetro que avalia a proximidade entre a frequência própria que está a ser analisada e o risco de

estar na proximidade da ressonância. Há uma distinção entre as vibrações verticais e as horizontais, e oscila entre o valor nulo e o unitário, em função das frequências, como apresentado na Figura 5.2:

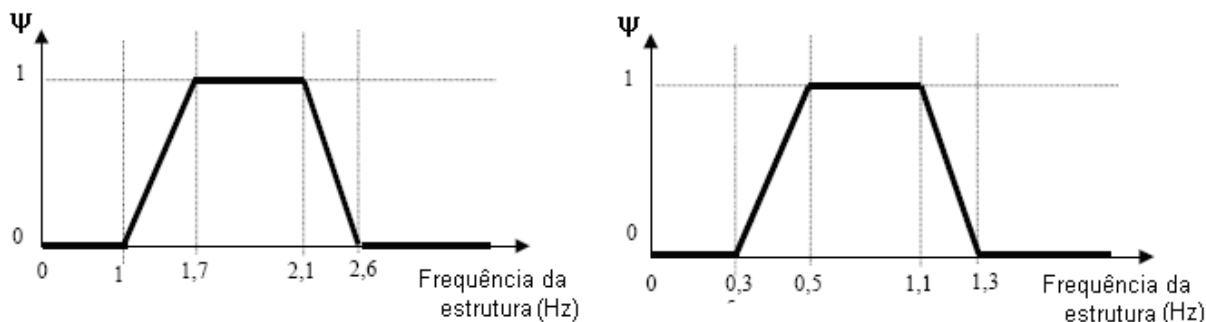


Fig.5.2. – Valor do coeficiente redutor ψ associado às vibrações verticais e longitudinais à esquerda e para as vibrações transversais à direita.

Uma ressalva de alerta para o facto deste coeficiente ter outra variação diferente para o caso de carga número 3, dado que este último depende da segunda harmónica, e como tal, de valores de frequência mais elevados, como mais adiante será apresentado com mais clareza. A Figura 5.2 anterior tem por isso utilidade apenas para os casos de carga número 1 e 2.

A Tabela 5.8 que se segue apresenta valores das cargas dinâmicas, definidas por unidade de superfície, à aplicar em cada direcção de vibração e consoante a deformada modal:

Tabela 5.8. – Carga a aplicar em N/m^2 em cada modo de vibração para o caso nº 1.

Direcção	Carga por N/m^2
Vertical (v)	$d \times 280 \times \cos(2\pi f_v t) \times 10,8 \times (\xi / N_p)^{1/2} \times \psi$
Longitudinal (l)	$d \times 140 \times \cos(2\pi f_l t) \times 10,8 \times (\xi / N_p)^{1/2} \times \psi$
Transversal (t)	$d \times 35 \times \cos(2\pi f_t t) \times 10,8 \times (\xi / N_p)^{1/2} \times \psi$

onde ξ representa a taxa de amortecimento crítica e N_p o número de peões sobre a ponte. Posto isto, uma breve explicação da definição das forças reside em considerar uma força sinusoidal do tipo $F_0 \cos(\varpi \cdot t)$, à qual é multiplicada pela razão entre o número equivalente de peões e a superfície horizontal da ponte, e ainda pelo factor redutor anteriormente definido, ψ .

O valor de F_0 por seu turno corresponde às percentagens do carregamento estático de um peão de $G_0 = 700N$ em 40%, 20% e 5% para as acções verticais, longitudinais e transversais, respectivamente. Deste modo, nos casos de carga não aparece a componente estática da acção dos peões, G_0 mas sim uma fracção daquele valor. Isto deve-se ao facto desta componente não ter na sua totalidade uma influência dinâmica directa sob a aceleração ressentida pela estrutura, tendo no entanto real importância na massa total da ponte, situação que obriga a acrescentar a massa de cada peão presente, à massa inicial do tabuleiro livre.

De notar contudo que cada deformada modal tem sempre associado um movimento específico, ou uma direcção privilegiada, isso significa que deverá ser aplicado apenas a carga dinâmica preponderante dessa deformada e não as três acções em simultâneo. Por exemplo, aplica-se a carga vertical, à cada modo vertical de risco, e a carga transversal à cada modo transversal e a carga longitudinal a cada modo longitudinal, devendo em cada caso ajustar o valor da frequência correspondente. Em relação ao sentido de aplicação da carga, esta deve posicionada de forma a provocar a mesma deformada modal, e de se inverter à cada vez que a deformada modal muda de sinal, à passagem de um nó, por exemplo, como a seguir se indica na Figura 5.3:

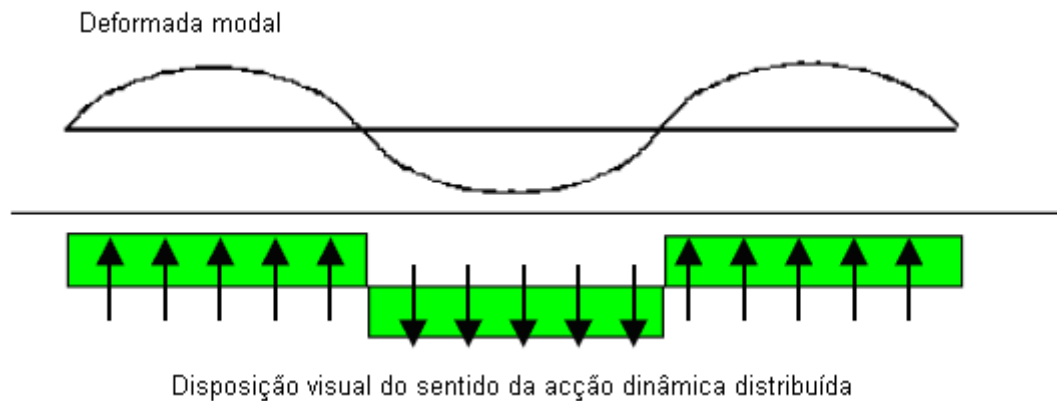


Fig.5.3. – Esquema representativo da colocação da carga dinâmica para um modo vertical de vibração (2D).

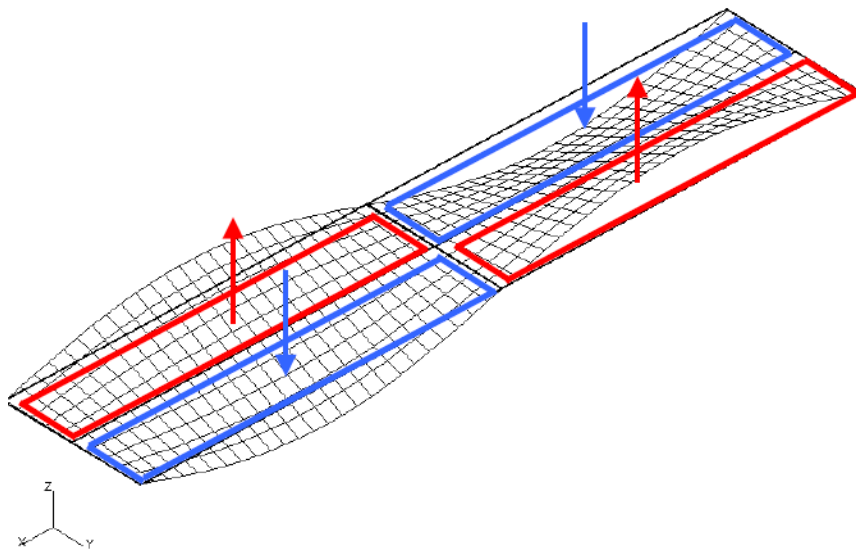


Fig.5.4. – Esquema representativo da colocação da carga dinâmica para um modo de torção (3D).

5.9.2. CASO DE CARGA Nº 2: CONCENTRAÇÃO MUITO DENSA DE PEÕES

Este caso de carga diz respeito às pontes da classe I. A densidade d está fixada em 1 peão por m^2 . À semelhança do caso de carga nº 1, considera-se como uniformemente distribuída sob toda a superfície, a carga relativa aos peões. Contudo, para este caso, assume-se que os peões estão todos sob a mesma frequência, mas com fases aleatórias, e por isso, a definição do número de peões equivalentes que tem este aspecto em consideração e que resulta do número de peões presentes sobre a ponte (com fases aleatórias), é dada pela expressão 2.9, presente no Capítulo 2 deste documento.

O coeficiente redutor ψ , resulta da análise da Figura 5.2, de igual modo como efectuado para o caso de carga nº 1, apenas recordando a necessidade de avaliar o seu valor em função das frequências naturais da ponte, e distinguindo claramente os modos verticais e longitudinais dos modos laterais de vibração, aquando da determinação do referido parâmetro.

A Tabela 5.9 resume de modo simplificado os casos de carga por unidade de superfície, diferenciando cada acção (vertical, longitudinal ou transversal), de uma forma isolada consoante o modo natural de vibração da estrutura, tal como foi referido para o caso de carga nº 1.

Tabela 5.9. – Carga a aplicar em N/m^2 em cada modo de vibração para o caso nº 2.

Direcção	Carga por N/m^2
Vertical (v)	$1,0 \times 280 \times \cos(2\pi f_v t) \times 1,85 \times (1 / N_p)^{1/2} \times \psi$
Longitudinal (l)	$1,0 \times 140 \times \cos(2\pi f_l t) \times 1,85 \times (1 / N_p)^{1/2} \times \psi$
Transversal (t)	$1,0 \times 35 \times \cos(2\pi f_t t) \times 1,85 \times (1 / N_p)^{1/2} \times \psi$

5.9.3. CASO DE CARGA Nº 3: EFEITO DA 2ª HARMÓNICA DA ACÇÃO DO PEÃO

Este caso é similar aos casos de carga 1 e 2, mas considerando a segunda harmónica da solicitação do caminhar dos peões, que se situa em média no dobro da frequência da primeira harmónica. Será de ter em conta este caso de carga nas pontes que sejam das classes I e II.

A densidade da concentração de peões a considerar é de 0,8 peão/ m^2 para a classe II e 1,0 para a classe I. Do mesmo modo como nos casos anteriores, é assumido que os peões se encontram igualmente repartidos. A força individual exercida por um peão é de 70 N segundo a acção vertical, 35 N para a acção longitudinal e finalmente de 7 N para a acção transversal.

Para as pontes da classe II, deve-se admitir um número equivalente de peões sobre a ponte tal como no caso de carga nº 1, isto é, com frequências e fases aleatórias, dados pela expressão 2.8. No que concerne às pontes da classe II, deve-se ter em conta apenas o carácter aleatório da fase dos peões, e por isso o número equivalente de peões será o apresentado no caso de carga nº 2, ou seja, mediante a expressão 2.9.

Por outro lado, o coeficiente redutor ψ , que tem em linha de conta a proximidade entre as frequências naturais da estrutura e as frequências de risco, admite neste caso valores ligeiramente diferentes dos casos de carga 1 e 2, pela simples razão da segunda harmónica assumir valores de frequência em torno do dobro dos existentes para o primeiro harmónico. A Figura 5.5 pretende reproduzir a lei de variação considerada para o coeficiente redutor neste terceiro e último caso de carga:

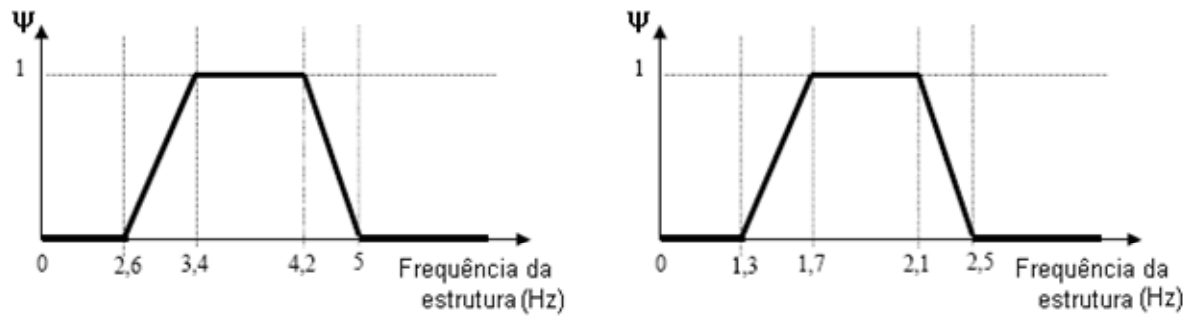


Fig.5.5. – Valor do coeficiente redutor ψ associado ao 2º harmónico (vibrações verticais e longitudinais à esquerda; vibrações transversais à direita).

As Tabelas 5.10 e 5.11 geradas pelo autor, englobam todos os critérios mencionados anteriormente e pretendem resumir as acções a aplicar neste caso de carga, consoante as classes da ponte:

Ponte da classe I

Tabela 5.10. – Carga a aplicar em N/m² em cada modo de vibração para o caso nº 3.

Direcção	Carga por N/m ²
Vertical (v)	$1,0 \times 70 \times \cos(2\pi f_v t) \times 1,85 \times (1 / N_p)^{1/2} \times \psi$
Longitudinal (l)	$1,0 \times 35 \times \cos(2\pi f_l t) \times 1,85 \times (1 / N_p)^{1/2} \times \psi$
Transversal (t)	$1,0 \times 7 \times \cos(2\pi f_t t) \times 1,85 \times (1 / N_p)^{1/2} \times \psi$

Ponte da classe II

Tabela 5.11. – Carga a aplicar em N/m² em cada modo de vibração para o caso nº 3.

Direcção	Carga por N/m ²
Vertical (v)	$0,8 \times 70 \times \cos(2\pi f_v t) \times 10,8 \times (\xi / N_p)^{1/2} \times \psi$
Longitudinal (l)	$0,8 \times 35 \times \cos(2\pi f_l t) \times 10,8 \times (\xi / N_p)^{1/2} \times \psi$
Transversal (t)	$0,8 \times 7 \times \cos(2\pi f_t t) \times 10,8 \times (\xi / N_p)^{1/2} \times \psi$

5.10. AMORTECIMENTO DA ESTRUTURA

A análise dinâmica a efectuar deverá admitir para o coeficiente de amortecimento da estrutura os valores constantes da Tabela 5.12 subsequente:

Tabela 5.12. – Percentagem de amortecimento crítico a ter em conta na análise dinâmica.

Tipologia da ponte	Percentagem de amortecimento crítico (ξ)
Betão Armado	1,3 %
Betão Pré-esforçado	1 %
Mista	0,6 %
Aço	0,4 %
Madeira	1 %

Em estruturas que comportem vários materiais, a percentagem de amortecimento crítico a ter em conta no cálculo dinâmico poderá adoptar-se como o valor médio das percentagens críticas dos diferentes materiais, ponderados pela contribuição da rigidez de cada um, na rigidez global da estrutura, tal como se exemplifica na expressão 5.2 seguinte:

$$\xi_{\text{mod } o, i} = \frac{\sum_{\text{material}} \xi_m k_{m,i}}{\sum_{\text{material}} k_{m,i}} \quad (5.2)$$

onde $k_{m,i}$ é a contribuição do material m , à rigidez global da estrutura no modo i .

Como a determinação da rigidez associada a cada material $k_{m,i}$ é difícil, admite-se para as pontes cuja secção seja pouco variável, a seguinte simplificação:

$$\xi_{\text{mod } o, i} = \frac{\sum_{\text{material}} \xi_m EI_m}{\sum_{\text{material}} EI_m} \quad (5.3)$$

onde EI_m é a contribuição do material m à rigidez global EI da secção, relativamente ao centro mecânico da secção.

5.11. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO AO COMPORTAMENTO DINÂMICO

Além das habituais verificações à fazer aos Estados Limites de Serviço definidos pelos regulamentos nacionais em vigor, é necessário definir combinações de serviço, específicas ao carregamento dinâmico dos peões. De uma forma sistemática resulta [12]:

- Calcular os esforços correspondentes ao caso (ou casos) de carga que foram definidos para proceder ao controlo do conforto, isto é, sempre que sejam calculadas as acelerações, dever-se-á determinar também os esforços para essas mesmas acções. Do mesmo modo, sempre que a metodologia não imponha cálculo das acelerações, a verificação dos esforços não precisa de ser efectuada;
- Os efeitos ligados ao carregamento estático dos peões devem estar implícitos na massa da estrutura, de tal modo que ao peso próprio (cargas permanentes), adiciona-se o peso dos peões, admitindo para tal uma disposição uniforme dos mesmos sobre a ponte e de valor individual de 700 N .

Deste modo, a metodologia assumida neste tipo de verificações passa por adicionar os esforços ligados à componente estática do carregamento com os pertencentes à componente dinâmica, de onde o autor quer alertar desde já, para os devidos cuidados a ter na modelação computacional à este respeito.

5.12. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO AO CARREGAMENTO DINÂMICO

A primeira nota relativamente a este tipo de verificação consiste em assumir novos valores para o coeficiente de amortecimento crítico da estrutura. A Tabela 5.13 sintetiza os principais valores a ter em conta [12]:

Tabela 5.13. – Percentagem de amortecimento crítico a ter em conta na análise.

Tipologia da ponte	Percentagem de amortecimento crítico (ξ)
Betão Armado	5 %
Betão Pré-esforçado	2 %
Metálica soldada	2 %
Metálica aparafusada	4 %

Tal como foi mencionado na exposição da verificação aos ELS, a verificação aos ELU devidos às acções dinâmicas dos casos de carga definidos, deve ser complementada pela análise clássica presente nos regulamentos nacionais em vigor.

O procedimento em geral baseia-se em gerar uma combinação do tipo acidental, com o objectivo de simular um caso de vandalismo, ou da presença notória de uma acção que constitua um verdadeiro risco para a estrutura. A verificação considera-se como satisfeita desde que seja cumprido o limite de conforto para uma frequência própria numa gama de risco.

O caso de carga a considerar é em tudo similar ao caso de carga nº 1, com as seguintes alterações [12]:

- A densidade d da concentração de peões é igual a 1 peão por m^2 ;
- Quanto às cargas estáticas, deve-se associar as cargas permanentes devidas ao peso próprio da estrutura com o peso dos peões que circulam encima da mesma, admitindo um peso de $700\text{ N}/\text{m}^2$ em toda a superfície da ponte;
- Os efeitos individuais dos peões são directamente acumulados, sem qualquer coeficiente redutor, ou seja, $N_{eq} = N_p$ e $\psi = 1$.

Saliente-se o facto deste caso de carga assim definido ser extremamente pessimista, uma vez que contabiliza a totalidade dos peões em perfeita sincronização. No entanto, é uma realidade possível em diversos eventos, tais como: sincronização forçada, manifestações rítmicas e desfiles, entre outros, e como tal deve ser acatada.

A experiência tem vindo a mostrar que poderá existir-se problemas em termos da resistência da ponte nestes casos particulares, em resultado da acção accidental. Por isso sugere-se uma ponderação diferente das cargas permanentes (γ_g) por exemplo no estado fundamental, ou ser mais tolerantes nos limites dos materiais.

Seja como for, em caso de um dimensionamento muito à justa, é provável que haja um risco elevado para a estrutura nestes casos de carga accidentais. Se for este o caso, e se as consequências sobre o dimensionamento forem consideráveis, pode-se averiguar qual o valor da aceleração que conduz aos esforços dinâmicos máximos calculados. Depois disso, é só uma questão de limitar as acelerações (caso estas sejam elevadas), para valores inferiores ou iguais a 0,5 g, uma vez que acima destes um peão não consegue caminhar continuamente. O princípio da redução eficaz da aceleração reflecte-se nos esforços, e por isso estes últimos podem ser acautelados pelo controlo das oscilações.

Quanto à direcção transversal, não há razões para as acções dinâmicas serem em causa a segurança estrutural, devido às seguintes considerações [12]:

- A acção lateral de um peão é mais reduzida neste modo de vibração (35 N) do que nos outros modos, como o vertical (280 N) por exemplo;
- Não é uma combinação muito real juntar a acção imposta pelo vento sob a estrutura, com o carregamento pedonal excessivo, e em consequência disso, estes efeitos podem ser diferenciados;
- A própria aceleração máxima na direcção transversal anda à volta de 0,1 g a 0,3 g (dado que o corpo humano perde o equilíbrio para valores superiores), o que por si só representa esforços muito menores.

6

DOCUMENTO INTERNACIONAL AINDA EM FASE DE REDACÇÃO – O SYNPEX

6.1. ESPECIFICAÇÕES GERAIS PARA PONTES PEDONAIAS

O acto de caminhar é um fenómeno físico que contém tantas características particulares, variáveis de indivíduo para indivíduo, o que dificulta a sua consequente modelação por algumas normas. Por este motivo, o uso recorrente à estatística torna-se um meio indispensável para caracterizar as amostras. Parâmetros como as cargas a aplicar, bem como propriedades dos materiais, necessitam de um estudo matemático qualitativo e quantitativo, de modo a traduzirem eficazmente as condições experimentadas em situações de serviço (ELS) e/ou em Estado Limite Último (ELU). De uma forma simplificada, pode-se argumentar que nos dias de hoje, três incertezas continuam ainda por esclarecer com absoluta precisão:

- As cargas pela sua própria origem são aleatórias. Nas pontes pedonais em particular, as variáveis podem ser o número de peões presentes sob a ponte, os seus pesos, as suas velocidades, e a sincronização entre eles;
- Os parâmetros que caracterizam a estrutura necessitam também de serem representados como aleatórios, em virtude da facilidade de alteração das suas características com o tempo, como sejam as dimensões, as deformações na fase inicial, estados de tensão, etc;
- Finalmente a resposta da estrutura é obtida para uma presunção do que será a representação da ponte através de um modelo teórico, onde o real comportamento da estrutura deve ser questionado em função das incertezas associadas ao modelo.

6.2. DESIGNAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES

Ao contrário do modelo de organização proposto pela Guideline Francesa [12], onde a especificação dos critérios que permitem verificar os ELS e os ELU foram deixados para depois da explanação dinâmica, no SYNPEX [26] são desde logo mencionados os cuidados a consagrar nestas verificações.

Assim sendo e tal como acontece com a Guideline, os ELU são classificados como os limites que dizem respeito a avaliação da segurança das pessoas e/ou da estrutura. Do mesmo modo, os ELS procuram avaliar diversos parâmetros tais como o funcionamento da estrutura ou de um membro estrutural em condições normais de utilização, o conforto dos peões ou ainda os aspectos visuais da aparência e do grau de conservação.

Como mais adiante se verá, no SYNPEX [26] existem duas categorias de caracterização quanto aos ELS, estabelecidos quer a partir do Eurocódigo [22], quer pela Norma ISO 2394 [37] como a seguir se descreve:

- *O caso irreversível*, onde o mau funcionamento da estrutura resulta da acção ter excedido a dado instante, o valor que confere o surgimento de danos, e que continuarão presentes até que sejam reparados;
- *O caso reversível*, onde o mau funcionamento estrutural apenas existe enquanto a acção se encontrar sob a estrutura. Uma vez removida a acção, a estrutura volta às condições iniciais sem qualquer avaria.

Segundo o Eurocódigo [22], a fadiga deve ser tida em conta nos ELU. Porém, o SYNPEX assume que devido ao carácter momentâneo da passagem dos peões, a consideração da fadiga não se justifica, a menos que seja provado o contrário.

No SYNPEX são ainda referenciados três níveis de carregamento, em concordância com o Eurocódigo [22], que são mais relevantes em pontes pedonais, quando estas estiverem sujeitas às acções devidas aos peões. Numa outra perspectiva, pode-se associar os casos a seguir definidos, atendendo ao número de vezes com que são excedidos os estados limites em causa:

- *Caso persistente*, no qual se enquadram as condições normais de uso (situações diárias, mensais ou até mesmo anuais de utilização);
- *Caso transitório*, que tem uma duração relativamente curta, no entanto conferindo à estrutura, condições muito mais gravosas do que o caso persistente;
- *Caso accidental*, que diz respeito a certas condições excepcionais de carga, constituintes do pior cenário previsível durante o período de vida útil da obra.

Tendo definidas as categorias quanto aos ELS, bem como os três casos de carga anteriores, interessará agora conhecer de que modo é que o SYNPEX relaciona estes dados quanto às verificações de serviço e de segurança ao ELU. É novamente nos Eurocódigos que assenta a filosofia de cálculo admitida por esta recomendação técnica, mais concretamente no recurso à definição das combinações de acções e também no uso dos coeficientes parciais de segurança.

Assim sendo, resultam as seguintes combinações de acções para os estados limites de interesse, tal como ilustrado na Tabela 6.1:

Tabela 6.1. – Combinações de acções para os Estados Limites de Serviço e Último segundo o SYNPEX.

	Combinações	Designação
ELS	$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}$	Reversível
	$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}$	Irreversível
ELU	$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \psi_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}$	Persistente e Transitória
	$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}$	Acidental

Antes de mais é conveniente mencionar que no SYNPEX a terminologia E_d encontra-se ligada às acções majoradas, ou de cálculo se assim se quiser chamar, ao passo que é designado por R_d , a componente resistente de cálculo do material. Em ambos os ELS, bem como nos ELU, foi simultaneamente representada a terminologia E_d , visto que os factores de segurança γ visam calibrar o nível mínimo de conforto no primeiro caso, e conceder à estrutura o nível mínimo de segurança para o segundo caso. Nos casos onde o coeficiente γ é omitido, significa então que o seu valor é igual ao unitário.

A primeira combinação da Tabela 6.1 é designada por reversível, uma vez que trata da verificação de um ELS, onde o critério da segurança não é muito importante. De acordo com o Eurocódigo [22] e tratando-se de uma combinação que não envolve avarias na estrutura, a combinação frequente de acções é normalmente usada.

Para o mesmo estado limite, a combinação irreversível fundamenta-se com um limite crítico de conforto, onde as lesões da estrutura podem ser consideradas. Neste caso, o critério quanto à segurança é mais exigente, e por isso é representada pela combinação característica de acções, tal como é definida nos Eurocódigos.

Em relação aos ELU, surge desde logo uma indicação para subdividir-se o estudo em dois casos distintos. Denominando-se o primeiro por persistente e transitório, neste são avaliados os esforços causados pelas vibrações na ponte ou ainda o risco existente para as pessoas que circulem sob a mesma. Já no que concerne à combinação acidental, resta mencionar que o seu objectivo visa uma verificação dos limites de conforto.

Além destas verificações, relembra-se que todas as verificações específicas dos ELS assim como dos ELU devem ser analisadas de acordo com os regulamentos nacionais que vigorem em Portugal.

6.3. CLASSIFICAÇÃO DO TRÁFEGO PEDONAL

É importante fazer uma estimativa verosímil do trânsito dos peões para que ainda na fase de projecto pequenas alterações possam surtir efeito nas melhorias das condições de conforto dos utilizadores. Deste modo, presumíveis situações de tráfego pedonal devem ser definidas usando várias classes de tráfego para a verificação do conforto pedestre. Caberá ao projectista a definição do nível de conforto pretendido para as situações extremas ou raras de carga, como seja no dia da inauguração da ponte, ou para a densidade pedonal do dia corrente.

Nesta recomendação técnica não existe qualquer atenção especial relativa às situações de passagem de formações agrupadas com níveis de sincronização elevados, tais como os casos de um pelotão militar, ou de uma procissão religiosa, e por isso deve-se tomar alguma precaução quando este tipo de acontecimentos possam vir a desenvolver-se por exemplo em função da localização espacial da ponte.

Uma definição do trânsito pedonal geral é apresentada na Tabela 6.2 e está em correspondência com o carregamento pedestre. É recomendado um estudo de diferentes cenários possíveis, de forma a caracterizar melhor a resposta dinâmica da ponte.

Tabela 6.2. – Definição da classe de tráfego pedonal.

<i>Classe de tráfego</i>	<i>Descrição</i>	<i>Carregamento Pedonal</i>
<i>TC1</i>	Tráfego muito reduzido	Ponte atravessada por um grupo de 15 pessoas
<i>TC2</i>	Tráfego reduzido	Concentração pedonal de 0,2Peões/m ²
<i>TC3</i>	Tráfego denso	Concentração pedonal de 0,5Peões/m ²
<i>TC4</i>	Tráfego muito denso	Concentração pedonal de 1,0Peões/m ²
<i>TC5</i>	Tráfego excepcionalmente denso	Concentração pedonal de 1,5Peões/m ²

Uma concentração equivalente para a classe de tráfego *TC1* pode ser calculada dividindo o número de pessoas constituintes do grupo, pelo comprimento e largura do tabuleiro da ponte.

6.4. CARACTERÍSTICAS DO TRÁFEGO PEDONAL

A principal propriedade atribuída à uma baixa densidade de peões reside no espaço que é concedido à cada peão ser de tal forma suficiente que não obriga à restrição de qualquer movimento da passada natural de um dado peão. De acordo com Oeding [39], as pessoas não se sentem constrangidas da liberdade de movimentos ao andar, sempre que estão inseridas em densidades pedonais entre 0,2peões/m² e 0,5peões/m².

Uma vez que a chegada de peões é absolutamente aleatória, à medida que se processa a chegada contínua de peões à ponte, a densidade de pessoas aumenta, e a liberdade de movimentos de que se mencionou no parágrafo anterior, começa a ficar cada vez mais condicionada, até um certo ponto a partir do qual confirma-se mesmo uma sincronização de peões por meio de garantir um fluxo contínuo

de passagem sobre a ponte, o que regulariza por seu turno a frequência, a fase e a velocidade dos mesmos.

De forma a sistematizar as principais características sugestivas às densidades de peões, sugere-se a consulta da Tabela 6.3:

Tabela 6.3. – Sumário das características da concentração de várias densidades de peões num espaço restrito.

<i>Densidade</i> [Pessoas / m ²]	<i>Características</i>
0,2	<ul style="list-style-type: none"> • O caminhar livre e confortável; • Ultrapassagens são possíveis; • Um peão é livre de escolher o seu passo de andamento.
0,5	<ul style="list-style-type: none"> • O andar não é ainda restringido; • As ultrapassagens podem ser parcialmente impedidas; • Tráfego significativamente denso;
1,0	<ul style="list-style-type: none"> • O andar é agora restrito; • As ultrapassagens não são possíveis; • Situação desconfortável; • Caminhar obstruído.
1,5	<ul style="list-style-type: none"> • Trânsito muito denso e é quase impedido o movimento; • Estrutura com capacidade próxima da lotação máxima; • Impossível adoptar um passo próprio.

6.5. DEFINIÇÃO DAS TIPOLOGIAS DE TRÁFEGO

Como é fácil depreender, a correlação entre a velocidade e a densidade dos peões pode ser estabelecida, para diferentes tipos de tráfego. Oeding [39] procedeu ao referido estudo, caracterizando-o consoante certas e determinadas condições de tempo e espaço. A Tabela 6.4 sistematiza os principais resultados obtidos por Oeding:

Tabela 6.4. – Correlação entre a velocidade e a densidade de fluxo pedonal, em múltiplos casos de estudo.

<i>Tipos</i>	<i>Correlação entre Velocidade – Densidade</i>	<i>Índice de Aproximação</i>	<i>Designação / Descrição</i>
A	$v = -0,397 \cdot d + 1,604$	$R^2 = 0,875$	Tráfego na hora de ponta
			<ul style="list-style-type: none"> ○ Pessoas citadinas em direcção ao trabalho; ○ 6:00-8:00am / 5:00-7:00pm; ○ Fluxo pedonal maioritariamente num sentido.
B	$v = -0,613 \cdot d + 1,807$	$R^2 = 0,418$	Tráfego complementar na hora de ponta
			<ul style="list-style-type: none"> ○ Pessoas de uma indústria em direcção ao trabalho; ○ Estudantes universitários a caminho da universidade; ○ Fluxo pedonal num sentido.
C	$v = -0,322 \cdot d + 1,128$	$R^2 = 0,658$	Tráfego de centros comerciais
			<ul style="list-style-type: none"> ○ Estabelecimentos comerciais no centro da cidade; ○ Caminhada familiar ao fim-de-semana; ○ Tráfego em ambos os sentidos.
D	$v = -0,501 \cdot d + 1,545$	$R^2 = 0,835$	Tráfego oriundo de eventos
			<ul style="list-style-type: none"> ○ Pessoas abandonando um estabelecimento desportivo, ou concerto; ○ Situação extrema de tráfego num sentido.

Com base na tabela anterior, em função da densidade arbitrada d para a análise da ponte às cargas dinâmicas, é possível prever um valor para a velocidade v de andamento das pessoas. O resultado obtido para a velocidade tem associado um coeficiente denominado por índice de aproximação, representado por R^2 , e tal como o nome assim o sugere, traduz o nível de confiança dos resultados que forem extrapolados. Assim, quanto mais próximo da unidade forem os R^2 correspondentes às velocidades determinadas, maior será o grau de confiança que se pode depositar nestas últimas.

6.6. CLASSES DE CONFORTO E RESPECTIVOS LIMITES DE ACELERAÇÃO

O critério estabelecido pelo SYNPEX [26] para regularizar o conforto pretendido para as pontes pedonais assenta na limitação da aceleração. Os intervalos definidos no SYNPEX são em quase tudo semelhantes aos que estão presentes na Guideline Francesa e que já nesta tese foram apresentados. Até o procedimento indicado para evitar o caso de Lock-in, baseia-se no pressuposto da Guideline, e por

isso é recomendado vivamente que os resultados da aceleração sejam inferiores a $0,1\text{m/s}^2$ no intervalo de frequências entre $0,5\text{ Hz}$ e $1,25\text{ Hz}$. Para frequências superiores, a dependência destas para o efeito do Lock-in pode existir, contudo não foi detectado em ensaios experimentais [26], daí que seja escolhido apenas o intervalo de frequências anteriormente indicado.

Constatou-se ainda nas mesmas medidas experimentais que um peão isolado apresenta sincronização vertical com a estrutura para valores dinâmicos de aceleração à volta de $1,5\text{m/s}^2$, ao passo que em grupos de peões não foi constatado qualquer sincronização relativamente à direcção considerada.

A interdependência entre a classe de conforto e o intervalo de acelerações limites permitidos são ilustrados na Tabela 6.5 que se segue [26]:

Tabela 6.5. – Classes de conforto e limites de aceleração correspondentes.

<i>Classe de Conforto</i>	<i>Grau de Conforto</i>	<i>Limites de aceleração vertical</i>	<i>Limites de aceleração horizontal</i>
1	Máximo	$< 0,50\text{m/s}^2$	$< 0,10\text{m/s}^2$
2	Médio	$0,50 - 1,00\text{m/s}^2$	$0,10 - 0,30\text{m/s}^2$
3	Mínimo	$1,00 - 2,50\text{m/s}^2$	$0,30 - 0,80\text{m/s}^2$
4	Inaceitável	$> 2,50\text{m/s}^2$	$> 0,80\text{m/s}^2$

6.7. MODELOS DE CARGA RELATIVOS À SIMULAÇÃO DE UM PEÃO

O SYNPEX procede à elaboração de funções sinusoidais no domínio do tempo, à semelhança do que as principais normas internacionais impingem para a modelação da acção nas situações de andamento ou de corrida. O principal pressuposto pensado baseia-se na assunção de que o corpo humano produz a mesma força em cada um dos pés. Deste modo, o resultado obtido é uma força sinusoidal periódica cuja representação em termos de séries de Fourier é dada pelas seguintes expressões, consoante a direcção em análise seja vertical, lateral ou longitudinal:

$$F_{p,vert}(t) = G \left[1 + \sum_{i=1}^n \alpha_{i,vert} \sin(2\pi \cdot i \cdot f_s \cdot t - \phi_i) \right] \quad (6.1)$$

$$F_{p,lat}(t) = G \left[\sum_{i=1}^n \alpha_{i,lat} \sin(\pi \cdot i \cdot f_s \cdot t - \phi_i) \right] \quad (6.2)$$

$$F_{p,long}(t) = G \left[\sum_{i=1}^n \alpha_{i,long} \sin(2\pi \cdot i \cdot f_s \cdot t - \phi_i) \right] \quad (6.3)$$

onde

$F_{p,vert}$ é a força periódica vertical relativa à marcha ou corrida do peão;

$F_{p,lat}$ é a força periódica lateral relativa à marcha ou corrida do peão;

$F_{p,long}$ é a força periódica longitudinal relativa à marcha ou corrida do peão;

G é o peso da pessoa;

$\alpha_{i,vert}$, $\alpha_{i,lat}$, $\alpha_{i,long}$ são os coeficientes de Fourier para o i -ésimo harmónico vertical, lateral e longitudinal da força, também intitulados por factores de carga dinâmicos;

f_s é a frequência do passo em Hz ;

ϕ_i é a diferença de fase do i -ésimo harmónico;

n é o número total de harmónicos considerados.

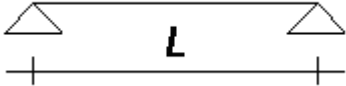
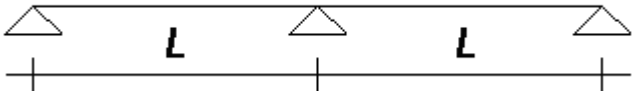
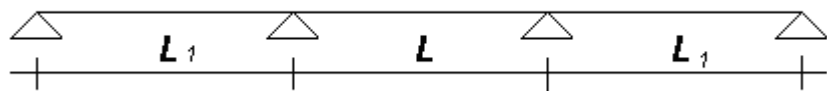
A acção tal como definida anteriormente não é estacionária, tanto que na modelação deverá mesmo ser engendrada uma velocidade constante de translação da acção sobre o tabuleiro da ponte. Esta guia remete para que num dado projecto, a relação entre a frequência f_s e a velocidade v_s de translação da acção no caso do caminhar seja a seguinte, para qualquer frequência no intervalo entre $1,3 Hz$ e $1,8 Hz$:

$$v_s = 1,271 \cdot f_s - 1 \quad (6.4)$$

Quanto ao peso do peão, o SYNPEX não indica qualquer valor específico, deixando ao cuidado do projectista as devidas atenções em arbitrar convenientemente um valor plausível. Segundo o Eurocódigo 5 [21] o peso corporal de um peão oscila entre $700 N$ a $800 N$. Deste modo, um valor contido no intervalo anterior deve ser tido como referência.

Ainda assim, a presente recomendação técnica, consciente da dificuldade existente em proceder de modo eficaz à modelação da acção mediante a implementação de uma velocidade de translação, propõe uma via alternativa e aproximada de cálculo que consiste em determinar os resultados dinâmicos da acção tida como estacionária, estando esta aplicada no antinodo em cada modo de vibração apreciado. Posteriormente, uma redução desses resultados deve ser efectuada mediante a multiplicação de um factor designado no SYNPEX [26] por k . Esta correcção é válida em sistemas que contenham a massa uniformemente distribuída, e que após a sua aplicação permitem obter os resultados finais aproximados. A ilustração da Tabela 6.6 dispõe de diversos sistemas estruturais e os correspondentes factores de k :

Tabela 6.6. – Factor redutor k na influência da resposta.

<i>Sistema Estrutural</i>	<i>k</i>						
Tramo simplesmente apoiado							
	0,75						
Dois tramos simplesmente apoiados							
	0,45						
Três tramos simplesmente apoiados							
	<table> <tr> <td>$L_1/L = 1,0$</td><td>0,375</td></tr> <tr> <td>$L_1/L = 0,8$</td><td>0,6</td></tr> <tr> <td>$L_1/L \leq 0,6$</td><td>0,75</td></tr> </table>	$L_1/L = 1,0$	0,375	$L_1/L = 0,8$	0,6	$L_1/L \leq 0,6$	0,75
$L_1/L = 1,0$	0,375						
$L_1/L = 0,8$	0,6						
$L_1/L \leq 0,6$	0,75						

Por outro lado, os coeficientes de Fourier bem como os ângulos relativos às diferenças de fase foram estudados pelo SYNPEX, em função de alguns parâmetros como sejam a velocidade de andamento, as propriedades físicas e fisiológicas do corpo humano, características do calçado, etc. Na Tabela 6.7 sintetizam-se as principais indicações a reter para uma eventual modelação da acção:

Tabela 6.7. – Coeficientes de Fourier e ângulos de fase admitidos pelo SYNPEX nos 4 primeiros harmónicos.

Tipo de actividade e Direcção da carga	Índice do harmónico	Coeficientes de Fourier / Ângulos da Fase
Caminhar/ Vertical	1	$\alpha_1 = 0,0115 f_s^2 + 0,2803 f_s - 0,2902$
		$\phi_1 = 0[^\circ]$
	2	$\alpha_2 = 0,0669 f_s^2 + 0,1067 f_s - 0,0417$
		$\phi_2 = -99,76 f_s^2 + 478,92 f_s - 387,8[^\circ]$
	3	$\alpha_3 = 0,0247 f_s^2 + 0,1149 f_s - 0,1518$
		$f_s < 2,0\text{Hz} \quad \phi_3 = -150,88 f_s^3 + 819,65 f_s^2 - 1431,35 f_s + 811,93[^\circ]$
		$f_s \geq 2,0\text{Hz} \quad \phi_3 = 813,12 f_s^3 - 5357,6 f_s^2 + 11726 f_s - 8505,9[^\circ]$
	4	$\alpha_4 = -0,0039 f_s^2 + 0,0285 f_s - 0,0082$
		$\phi_4 = 34,19 f_s - 65,14[^\circ]$
Caminhar/ Lateral	1	$\alpha_1 = 0,05$

6.8. MODELOS DE CARGA PARA A PRESENÇA DE MÚLTIPLOS PEÕES

Os efeitos gerados por uma concentração de pessoas não obedecem à uma lei de variação linear onde os resultados possam ser admitidos como um múltiplo do efeito induzido por um peão apenas, isto é, os valores finais não são constituídos pela soma das contribuições individuais de cada peão mas dependem da sincronização existente entre peões, assim como da sincronização possível entre estes e a própria estrutura.

A partir das expressões gerais individuais que definem cada acção em função da direcção de excitação, e tendo em conta a maior ou menor sincronização possível entre peões, bem como a sincronização entre estes e a ponte pedonal, o SYNPEX admite como válida o uso da expressão 6.5 em qualquer um dos casos de carga:

$$P(t) = F_i(t) \cdot n' \cdot \psi \quad (6.5)$$

onde

$F_i(t)$ é a força harmónica geral inerente ao efeito de um peão modelo que simplifadamente é apresentada do seguinte modo respectivamente às direcções verticais, laterais e longitudinais de excitação:

$$F_{vert}(t) = G' \cdot \sin(2\pi \cdot f_{vert} \cdot t) \quad (6.6)$$

$$F_{lat}(t) = G' \cdot \sin(2\pi \cdot f_{lat} \cdot t) \quad (6.7)$$

$$F_{long}(t) = G' \cdot \sin(2\pi \cdot f_{long} \cdot t) \quad (6.8)$$

G' traduz simultaneamente os efeitos do peso médio do peão modelo e do factor de carga dinâmico respectivo a cada caso em análise.

f_{vert} , f_{lat} , f_{long} são as frequências naturais em estudo;

n' corresponde ao número equivalente de peões na superfície carregada S ;

S é a área de aplicação da carga;

ψ é o coeficiente redutor da acção. É função da frequência em estudo estar ligada à uma probabilidade de risco.

O número equivalente de peões n' considerado pelo SYNPEX [26], é obtido do mesmo modo como foi explicado na Guideline Francesa [12], através da realização de vários ensaios experimentais e procedendo-se posteriormente ao tratamento estatístico, donde resultam as expressões em cada um dos casos de carga que se seguem. De notar contudo que, devido aos efeitos das acções dependerem por sua vez do coeficiente de amortecimento da estrutura ξ , o número equivalente de peões não pode ser o mesmo para diferentes condições de amortecimento, como mais adiante se justificará melhor.

6.8.1. MODELAÇÃO DE UM GRUPO COESO DE PEÕES

Este é o único caso em que o SYNPEX admite a soma dos efeitos para traduzir a respectiva modelação da acção. No entanto, o grupo deve ser suficientemente compacto e deve de caminhar todo junto da mesma forma, de modo assegurar a validade do modelo proposto.

Assim, uma vez confirmadas as características anteriores no grupo, a correlativa função de carga pontual representa-se por $P_{mov}(x, t)$ e deve ser modelada movendo-se ao longo do comprimento do tabuleiro. Em alternativa, $P_{mov}(x, t)$ poderá ser transformada numa carga distribuída $P(t)$, disposta sobre o tabuleiro com um sentido que configure o modo de vibração em análise. A função de carga distribuída equivalente $P(t)$ neste caso específico é expressa no SYNPEX por:

$$P(t) = G' \cdot D_{eq} \cdot \sin(2\pi \cdot f_i \cdot t) \quad (6.9)$$

onde f_i corresponde à frequência em Hz na direcção i que se está a fazer o estudo dinâmico.

A formulação da carga $P(t)$ depende ainda da densidade equivalente do grupo de peões, D_{eq} , que pode ser estimado como o quociente entre o número de pessoas constituidoras do grupo N_p , e a superfície do tabuleiro da estrutura S . O valor considerado para D_{eq} tem a montante a simplificação que resulta do facto da sincronização do grupo de peões quando vistos como uma carga pontual, δ_{Grupo} , ou vistos como uma carga distribuída, $\delta_{D,eq}$, serem iguais. A formulação seguinte resume a metodologia indicada para o cálculo de D_{eq} :

$$D_{eq} = \frac{N_p}{S} \cdot \frac{\delta_{Grupo}}{\delta_{D,eq}} \quad com \quad \frac{\delta_{Grupo}}{\delta_{D,eq}} \approx 1 \quad (6.10)$$

Quanto aos restantes parâmetros definidores de $P(t)$, ainda é preciso quantificar o valor de G' . Para isso, e considerando que o grupo se encontra a caminhar com um andamento normal, resultam os seguintes valores constantes da Tabela 6.8 e que podem ser considerados no cálculo:

Tabela 6.8. – Valores de G' em N para as diferentes direcções.

$G' \quad [N]$		
Vertical	Lateral	Longitudinal
280	35	140

Posto isto, interessa referir que este modelo de carga para um grupo de pessoas tem em conta o livre movimento dos peões, e por esta razão, a sincronização do grupo de pessoas é igual à densidade equivalente de peões D_{eq} que usualmente assume valores reduzidos. Só assim é que se garante que a carga distribuída possa representar a pontual e ainda que esteja em conformidade com o somatório dos efeitos individuais.

Com vista a ganhar alguma sensibilidade quanto aos valores da densidade equivalente que são usuais encontrar em pontes pedonais correntes, são apresentados alguns exemplos práticos na Tabela 6.9:

Tabela 6.9. – Alguns exemplos do cálculo real da densidade equivalente em diversas pontes pedonais.

Ponte Pedonal	Número de pessoas no grupo [<i>Pessoas</i>]	Superfície de carga S [m^2]	Densidade equivalente D_{eq} [<i>Pessoas</i> / m^2]
Kochenhof	15	128	0,12
Ruit	15	180	0,08
Pforzheim	15	213	0,07
Mettingen	15	330	0,05
Minden	15	620	0,025

A Tabela 6.9 anterior mostra que os cálculos das densidades equivalentes para um grupo de 15 pessoas (reproduzindo portanto as condições inerentes à classe de tráfego *TC1*), são nitidamente inferiores à densidade prevista para a classe *TC2* que é de 0,2 Pessoas/ m^2 . Este pormenor acontece em todas as pontes pedonais cuja superfície seja superior a 75 m^2 .

De mencionar ainda que apenas para as pontes de pequeno vão é que o tempo da excitação dinâmica pode ser limitado pelo tempo estimado de passagem dos peões, visto que haverá casos onde a resposta máxima não será completamente desenvolvida, mas apenas parte desta.

Em síntese, este procedimento geral permite estimar a resposta provocada por um grupo de peões, mediante a utilização de modelos de carga que têm como fundamento a densidade equivalente.

6.8.2. MODELAÇÃO DA ACÇÃO PARA UMA REDUZIDA DENSIDADE PEDONAL

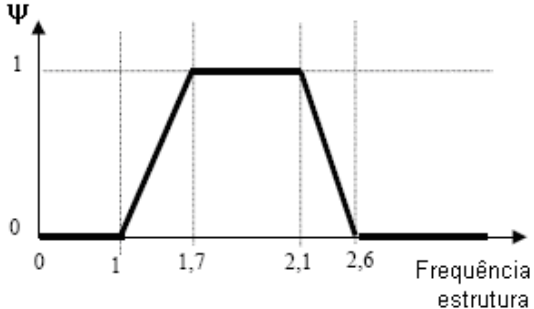
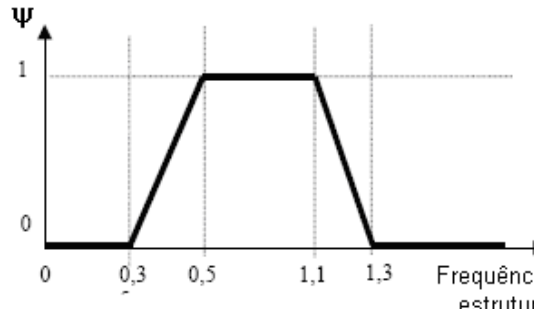
Para o caso de uma diminuta densidade pedonal, o andamento de um peão é considerado como não obstruído, e por esta razão, a sincronização com os restantes peões é baixa. As pessoas que se encontram na estrutura proporcionam mudanças das características modais, quer pelo aumento da massa do tabuleiro, quer devido ao aumento do amortecimento causado pelo movimento vertical dos peões. Ao invés, para a direcção horizontal, a um aumento do número de peões sobre o tabuleiro da ponte, está associado um decaimento do amortecimento estrutural, razão pela qual é justificado o *Lock-in*.

Mediante um estudo estatístico das frequências e fases de peões, igual como executado pela Guideline, obtém-se a expressão para o número equivalente de peões para este caso n' .

Importa alertar o leitor de que existe uma pequena discrepância na aplicação da terminologia do número equivalente de peões, em função do documento que esteja a ser consultado. Por isso, quando consultada a Guideline, o número equivalente de peões é um valor que vem expresso em número de peões, ao passo que o valor definido no SYNPEX é o valor tal e qual como consta na Guideline Francesa, dividido pela superfície da ponte. Como ambas as recomendações técnicas definem com o mesmo nome um parâmetro que apesar de muito semelhante, é bem diferente, o autor achou por bem fazer esta chamada de atenção.

Os valores assumidos para G' , para o coeficiente redutor ψ , e ainda para o número equivalente de peões n' neste caso de densidade pedonal baixa são ilustrados na Tabela 6.10:

Tabela 6.10. – Principais parâmetros que caracterizam a modelação da acção na situação de uma baixa densidade pedonal.

$G' \text{ [N]}$			$n' \text{ [1/m}^2\text{]}$
Vertical	Lateral	Longitudinal	
280	35	140	$\frac{10,8\sqrt{\xi \times N_p}}{S}$
Coeficiente Redutor ψ			
Vertical e Longitudinal		Lateral	
			

Na Tabela 6.10 supracitada, ξ é o coeficiente de amortecimento da estrutura, e N_p é o número de peões que carregam a superfície da ponte ($N_p = S \times d$). Caberá ao projectista a escolha do valor pretendido para a densidade d de carregamento. Nesse sentido, o recurso à Tabela 6.3 revela ser extremamente útil, sobretudo nas situações de projecto onde a observação local não é meramente possível.

6.8.3. MODELAÇÃO DA ACÇÃO PARA UMA ALTA DENSIDADE PEDONAL

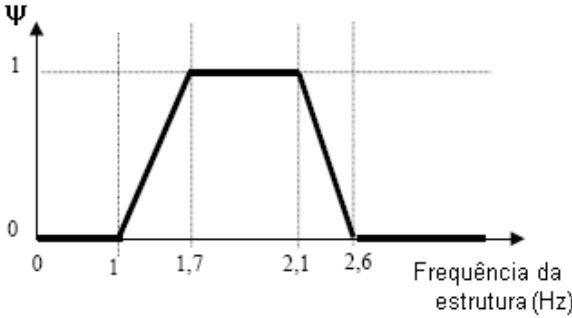
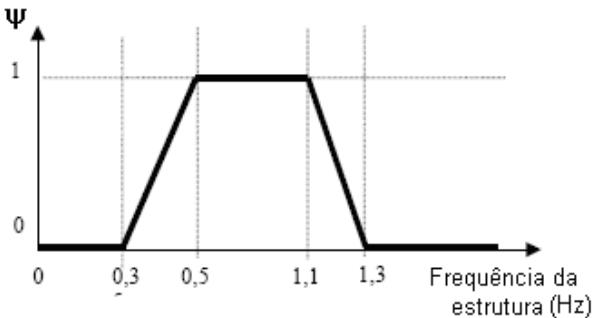
Em altas densidades de peões, ao contrário do caso exposto anteriormente, a circulação de pessoas acaba por ficar obstruída. Devido ao movimento reduzir tendencialmente a velocidade, um nível intenso de sincronização começa então a desenvolver-se.

Contudo, é interessante apontar que para níveis exagerados de densidades pedonais, por exemplo valores acima de 1,2 Pessoas/m², ou mesmo até de 2 Pessoas/m², o andamento se torna tão lento que se gera um fenómeno inverso, no qual o efeito dinâmico associado à carga pedonal começa a ser reduzido significativamente.

Deste modo e em género de conclusão, quando uma concentração de peões cresce até ficar suficientemente densa, a correlação entre peões aumenta, mas os efeitos dinâmicos tendem a diminuir.

A Tabela 6.11 contém informações quanto os principais parâmetros relacionados com a modelação deste caso específico.

Tabela 6.11. – Principais parâmetros que caracterizam a modelação da acção na situação de uma alta densidade pedonal.

$G' \text{ [N]}$			$n' \text{ [1/m}^2\text{]}$
Vertical	Lateral	Longitudinal	
280	35	140	$1,0 \times 1,85 \sqrt{1/N_p}$
Coeficiente Redutor ψ			
Vertical e Longitudinal		Lateral	
			

onde N_p continua a ser o número de peões que se encontram presentes sobre o tabuleiro da ponte.

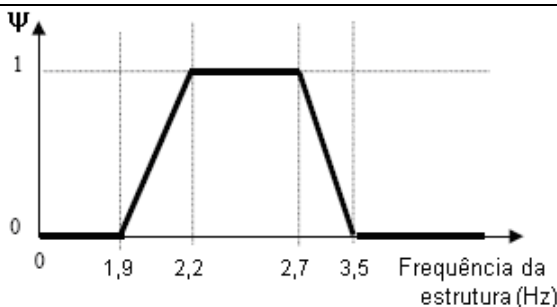
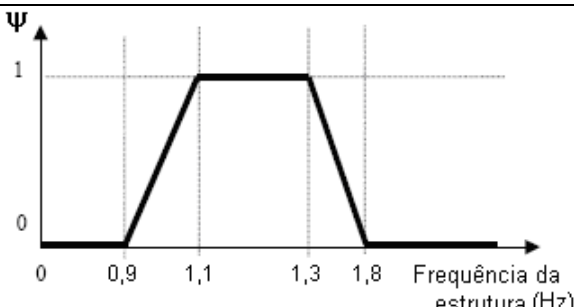
6.8.4. MODELAÇÃO DA ACÇÃO PARA A CORRIDA DE PEÕES

Esta é a única situação de análise na qual é requerido que a velocidade da acção seja eventualmente considerada na modelação. Esta é a razão pela qual é difícil a empregabilidade deste caso de carga em programas estruturais de cálculo como o ROBOT e EFFEL entre outros, e apenas pode ser modelado por software especializado como é o caso do ANSYS ou o DYNACS.

Neste caso de carga, é considerado que o grupo de N_p corredores movendo-se à velocidade de 3m/s se encontra perfeitamente sincronizado em frequência e fase com a frequência natural da ponte pedonal.

As características básicas são muito mais simplistas, visto que não figuram os casos de carga laterais ou longitudinais. Saliente-se ainda que este caso de carga está feito de modo a contemplar a situação da corrida de um grupo de 3 pessoas. A Tabela 6.12 procura sistematizar a informação referida:

Tabela 6.12. – Principais parâmetros que caracterizam a modelação da acção de um grupo de peões na situação de corrida.

$G' \text{ [N]}$			$n' = n$
Vertical	Lateral	Longitudinal	
1250	-	-	3
Coeficiente Redutor ψ			
Vertical e Longitudinal		Lateral	
			

De mencionar que a ausência de dados em relação às componentes horizontais de carga devem-se ao facto de nos ensaios experimentais [26] não terem sido registados quaisquer valores na direcção lateral ou longitudinal. Contudo, será razoável supor que a componente lateral é de muito pequena amplitude quando comparada com a homóloga vertical. Por outro lado, a componente longitudinal deve assumir valores mais importantes que a componente lateral, mas nunca superiores aos correspondentes à direcção vertical.

Por isso, apesar de não dispor de um valor de G' quanto às direcções lateral e longitudinal, é deixado ao projectista a liberdade da escolha de um valor que seja mais representativo da acção para aquelas direcções, devendo sempre atender ao coeficiente redutor ψ presente na Tabela 6.12.

Por último, resta assinalar que este caso de carga não consta na Guideline Francesa [12], sendo por isso exclusivo do SYNPEX [26].

6.9. COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO PARA O ELS

O SYNPEX recorre simultaneamente aos coeficientes de amortecimento ξ , que são estipulados pela Guideline Francesa [12] e pelo Bachmann e Ammann [10] para a delimitação dos valores mínimos e médios do referido parâmetro, consoante a seguinte Tabela 6.13 assim o sugere:

Tabela 6.13. – Coeficientes de amortecimento ξ de acordo com o material de construção predominante.

Tipo de Construção	Valor Mínimo (ξ)	Valor Médio (ξ)
Betão Armado	0,80%	1,3%
Betão Pré-esforçado	0,5%	1,0%
Estrutura Mista Aço-Betão	0,30%	0,60%
Aço	0,20%	0,40%
Madeira	1,50%	3,0%

Por outro lado, atendendo à nova actualização dos Eurocódigos pelos diferentes organismos membros, foi tido em conta também pelo SYNPEX [26] e deste modo o coeficiente de amortecimento é também expresso em função do que é convencionado quer pelo Eurocódigo 1 [40] quer pelo Eurocódigo 5 [41]. Nestas convenções além do tipo de material constituinte da ponte, interessa também conhecer as características geométricas, como é o caso do respectivo comprimento L , como a Tabela 6.14 assim atende:

Tabela 6.14. – Coeficientes de amortecimento de acordo com o tipo de material e comprimento da ponte pedonal em metros.

Tipo de Construção	Valor Médio (ξ)	
	$L < 20\text{m}$	$L \geq 20\text{m}$
Betão Armado	$1,5 + 0,07(20 - L) (\%)$	1,5%
Betão Pré-esforçado	$1,0 + 0,07(20 - L) (\%)$	1,0%
Aço e uma Estrutura Mista Aço-Betão	$0,50 + 0,125(20 - L) (\%)$	0,50%
Madeira	1,0% (sem juntas mecânicas) 1,5% (com juntas mecânicas)	

Em face do SYNPEX apresentar duas abordagens para uma estimativa do ξ , caberá por isso ao projectista mencionar qual o critério que preferiu adoptar como base para a devida consideração do coeficiente de amortecimento ξ na modelação. No entanto saliente-se que se for conhecido o referido coeficiente, como por exemplo devido à via experimental, então na modelação deverá ser contemplado a consideração mais realista em detrimento do recurso às Tabelas 6.13 ou 6.14.

6.10. COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO PARA O ELU

As pontes pedonais podem exibir níveis de oscilação extremamente grandes, quando submetidas a acções intencionais o que se repercute no coeficiente de amortecimento da estrutura. As Tabelas 6.15 e 6.16 sistematizam os intervalos de variação do coeficiente de amortecimento propostos pela Guideline

Francesa [12] e pelo Eurocódigo 8 [42], respectivamente, sendo os resultados deste último de aplicabilidade perante os casos de estudo dinâmicos sob a actuação da acção sísmica. Assim sendo, os valores apresentados podem ser tidos como referência quando feita uma modelação de acordo com o SYNPEX:

Tabela 6.15. – Coeficiente de amortecimento ξ em função das características do material constitutivo da ponte [12].

Tipo de Construção	Coeficiente de amortecimento (ξ)
Betão Armado	5,0%
Betão Pré-esforçado	2,0%
Aço, juntas soldadas	2,0%
Aço, juntas aparafusadas	4,0%
Fibras elasto-plásticas Armadas	7,0%

Tabela 6.16. – Coeficiente de amortecimento ξ em função das características do material constitutivo da ponte [42].

Tipo de Construção	Intervalo de variação do coeficiente de amortecimento (ξ)
Betão	2,0 até 7,0%
Aço	1,0 até 4,0%

7

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS NORMAS / RECOMENDAÇÕES MENCIONADAS

7.1. ESTUDO DIFERENCIAL GRÁFICO/ANALÍTICO ENTRE OS DIVERSOS CRITÉRIOS

A sistematização dos principais resultados referentes às normas e às recomendações em estudo, encontram-se na Tabela 7.1, e permitem de uma forma simples, caracterizar os correspondentes limites da aceleração nas direcções vertical e horizontal. Outra forma comparativa, talvez mais evidente, é consentida nas Figuras 7.1 a 7.4 para as direcções verticais e horizontais de vibração.

De salientar que, quer a ISO/10137 [25], quer a Bro 2004 [19], traduzem o limite de aceleração em Root-Mean-Square (RMS), devendo por isso multiplicar por um factor de $\sqrt{2}$ o respectivo valor em RMS, de modo a obter o valor de pico máximo de aceleração. Tendo isto em consideração, uma comparação visual entre valores de pico de aceleração pode ser desenvolvida.

Tabela 7.1. – Critérios de aceleração nos diversos documentos internacionais relativos à pontes pedonais, nas condições de serviço.

Documentos	Aceleração vertical	Aceleração horizontal
Anexo 2 do Eurocódigo 0 [22]	$a_{\max} \leq 0,7 m/s^2$	$[a_{\max} \leq 0,2 m/s^2]^{(4)}$ $[a_{\max} \leq 0,4 m/s^2]^{(5)}$
BS 5400 [17] RPM-95 [35]	$a_{\max} \leq 0,5 \cdot f_1^{0,5} \quad (m/s^2)$	Sem especificação
ONT 83 [36]	$a_{\max} \leq 0,25 \cdot f_1^{0,78} \quad (m/s^2)$	Sem especificação
ISO/10137 [25]	Até 60 vezes a curva base da Figura 4.1	Até 60 vezes a curva base da Figura 4.2
Bro 2004 [19]	$a_{RMS} \leq 0,5 m/s^2$	Sem especificação
Guideline Francesa [12]	Depende do nível de conforto Tabela 5.2	Limitado a $0,1 m/s^2$ Tabela 5.3
SYNPEX [26]	Depende do nível de conforto Tabela 6.5	Depende do nível de conforto Tabela 6.5

⁽⁴⁾ Para condições de utilização normal da ponte.

⁽⁵⁾ Em situações de uso excessivo da ponte tal como multidões ou semelhantes.

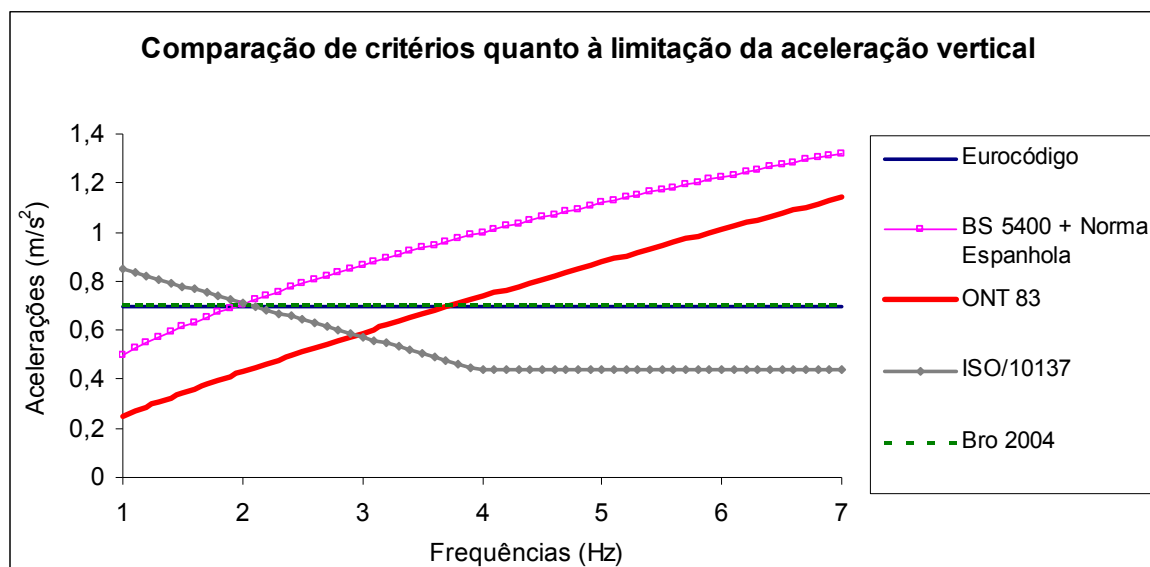


Fig.7.1. – Comparação da aceleração vertical máxima admissível entre as diferentes normas em função da frequência da ponte.

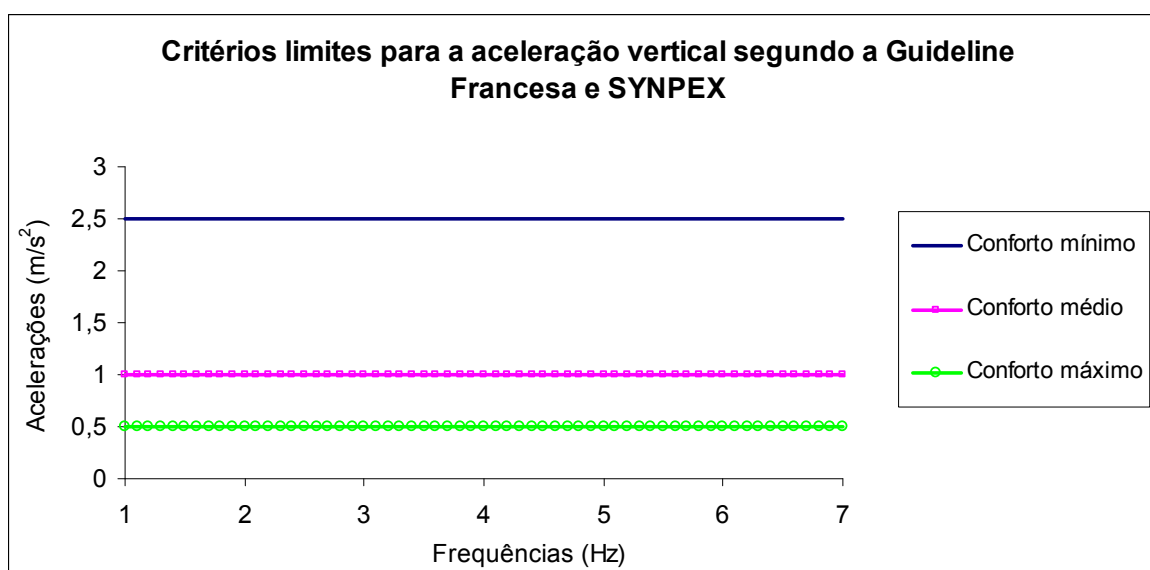


Fig.7.2. – Acelerações verticais máximas admitidas em simultâneo pela Guideline e SYNPEX em função do nível de conforto.

Uma pequena nota quanto à representação gráfica da Norma ISO/10137 [25], que na Figura 7.1 foi elaborada para um factor de 60 vezes a curva base da Figura 4.1.

Quando comparados os critérios das normas quanto à direcção vertical na Figura 7.1, mostram que quer a Bro 2004 [19], quer o Eurocódigo [22] limitam a $0,7\text{m/s}^2$, esta componente da aceleração, para quaisquer valores de frequências, ou seja, a aceleração vertical é independente da frequência da ponte, apenas para as duas normas consideradas.

É evidente que na Figura 7.2 relativa aos critérios da Guideline Francesa, assim como do SYNPEX, em relação à direcção vertical de vibração, também apresentam valores limites que são constantes e portanto independentes da frequência natural da ponte ou de excitação da acção. O autor quer alertar para o facto de que como ambas as recomendações fazem intervir a frequência no coeficiente redutor da acção ψ , aquando da definição das acções dinâmica, é como se estivessem a fazer um ajuste indirecto na aceleração limite, o que faz com que não sejam de grosso modo constantes.

Para uma ponte com frequência própria de 2 Hz , associada a um modo vertical, a BS 5400 [17] e a norma espanhola [35] têm como critério $a_{\max} < 0,5\sqrt{2\text{ Hz}} = 0,7\text{ m/s}^2$, o que coincide com os resultados das normas Bro 2004 [19] e o Eurocódigo [22]. Porém, e mantendo as condições de uma frequência de 2 Hz , a ISO/10137 fornece um valor ligeiramente mais baixo, $a_{\max} \cong 0,6\text{ m/s}^2$.

Quanto ao critério presente na Guideline Francesa [12] pode-se afirmar que, dado que as acelerações limites dependem do nível de conforto pretendido para a ponte, não será aqui discutido em pormenor cada caso, recomendando ao leitor de consultar as especificações anteriormente mencionadas, à este respeito, ou então consultar a Figura 7.2. O SYNPEX [26] utiliza os mesmos critérios para os limites da aceleração vertical do que os que constam na Guideline Francesa, tal como se constata na mesma figura.

Seguem-se nas Figuras 7.3 e 7.4, os critérios dos diversos documentos quanto à limitação da aceleração para a direcção horizontal, salientando-se para o facto de nem todas as normas apresentarem ao mesmo tempo condições limites quanto à direcção considerada. Além disso, na Figura 7.4 constata-se uma comparação exclusiva entre a recomendação do SÉTRA e o SYNPEX em relação à direcção horizontal:

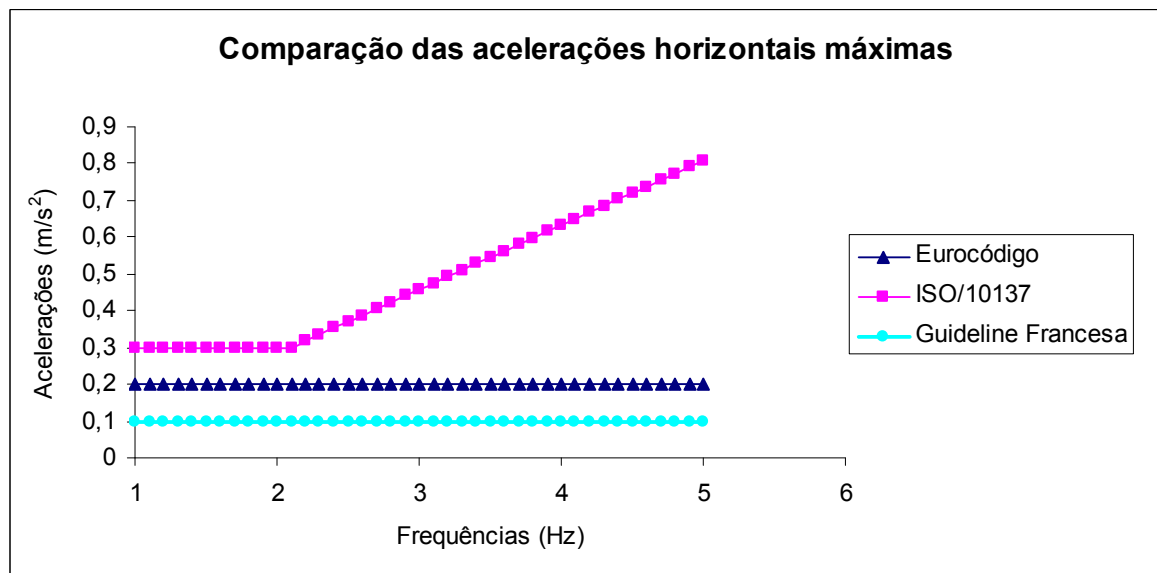


Fig.7.3. – Comparação da aceleração horizontal máxima admissível entre as diferentes recomendações técnicas em função da frequência da ponte.

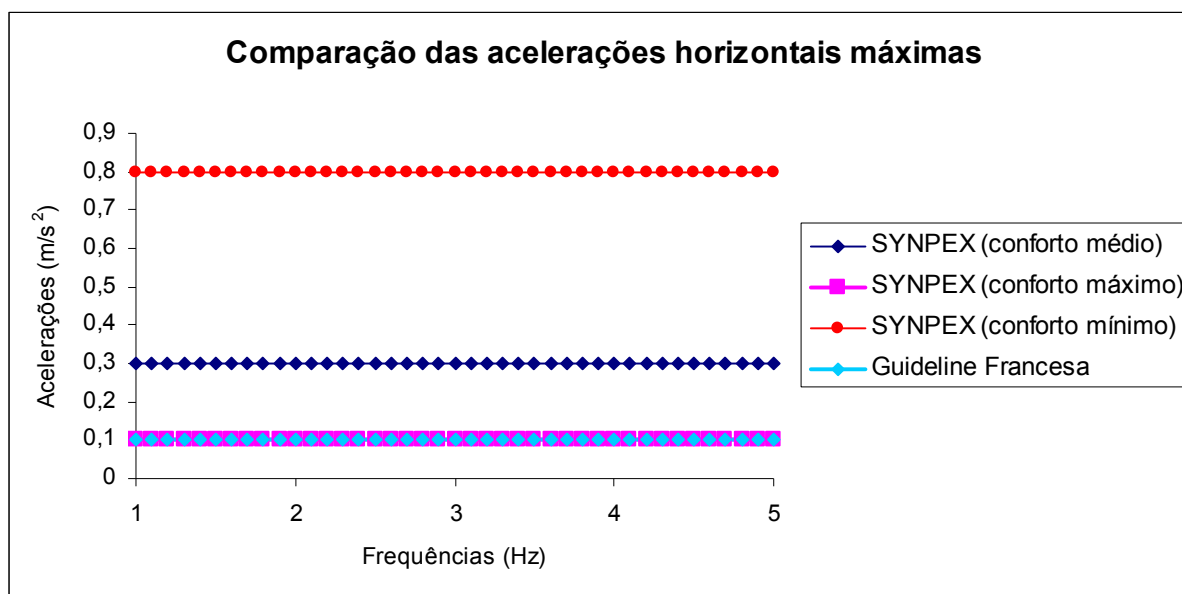


Fig.7.4. – Comparação da aceleração horizontal máxima admitida pela Guideline e pelo SYNPEX.

Saliente-se que a à exposição da Norma ISO/10137 [25] constante na Figura 7.3 foi elaborada para um factor de 60 vezes a curva base da Figura 4.2. Por outro lado, o valor relativo à Guideline Francesa [12] será sempre aquele ($0,1\text{m/s}^2$) qualquer que seja o nível de conforto desejado para a ponte. Ainda de realçar que a aceleração concernente ao Eurocódigo [22] diz respeito à condição mais limitativa para este.

Além disso, a comparação dos critérios horizontais das normas indica que o Eurocódigo [22] apresenta um máximo de aceleração horizontal limitado a $0,2\text{m/s}^2$, independentemente da frequência da ponte. A Norma ISO/10137 fornece um valor limite constante de valor $a_{\text{max}} \cong 0,31\text{m/s}^2$, para frequências inferiores ou iguais a 2Hz , e a partir deste valor de frequência, o limite da aceleração admissível aumenta e é proporcional à respectiva frequência.

De salientar que nem a BS 5400 [17], nem a norma espanhola [35], nem a Bro 2004 [19], relatam quaisquer informações quanto às acelerações horizontais máximas. Contudo, a BS 5400 é mais cautelosa e indica que será da responsabilidade do projectista, assumir o risco inerente a vibrações laterais que possam desencadear-se, caso exista frequências próprias de valor inferior a $1,5\text{Hz}$.

Quanto ao SYNPEX, este tem estipulado como critério da limitação da aceleração horizontal, os valores em função da classe de conforto pretendida para o dia-a-dia de utilização da ponte pedonal, ao inverso do que se constata na Guideline Francesa, onde qualquer que seja a categoria de conforto assimilada, a aceleração encontra-se limitada a $0,10\text{m/s}^2$ à partida. A Guideline Francesa [12] limita as acelerações horizontais seja qual for o nível de conforto pretendido para a ponte, procurando salvaguardar fortes oscilações transversais, como acontece na sincronização forçada.

Já no que concerne às definições das acções, a Norma Inglesa BS 5400 define uma situação de carga apenas vocacionada para modos verticais de oscilação, e não descreve nenhuma para modos horizontais. A ISO/10137 especifica a acção equivalente a um peão, a considerar quer na direcção vertical, quer na horizontal. O Eurocódigo [22] por seu turno, propõe modelação da acção individual de um peão na direcção vertical e horizontal, em pontes de geometria simplificada. Assim, em

ocasiões de estruturas mais complexas, a modelação do carregamento é deixado ao cuidado do projectista.

A Norma Bro 2004 especifica a acção que traduz o efeito de um peão na direcção vertical. Todavia, a mesma norma não apresenta nenhum critério, nem qualquer modelo de carregamento para a direcção horizontal.

Note-se que todos os critérios concernentes à modelação de um peão mencionados nas normas anteriores, têm como fundamento, o facto de se admitir que o efeito de um peão pode ser aproximado a uma carga periódica.

A propósito da Guideline Francesa, a carga de um único pedestre é função da direcção que se pretende estudar, seja vertical, horizontal transversal ou horizontal longitudinal, da frequência do movimento e ainda do peso do peão, à respeito do que foi proferido nesta tese, em sub capítulo próprio. Modelações de associações de peões definem-se em função da classe da ponte, atendendo ao caso de carga que na mesma for sugerido e de acordo com a gama de risco das frequências próprias, distinguindo-se as acções à cada uma das direcções problemáticas.

Finalmente, o SYNPEX define os casos de carga à semelhança das recomendações do SÉTRA, subdividindo em peões isolados e colectivos. Aliás é neste último caso onde aparece uma das vantagens que o SYNPEX parece ter em relação à Guideline, visto que define um caso de carga próprio para grupos de peões, seja em regime de andamento normal, seja em corrida. Para além disso, o SYNPEX possibilita a escolha pelo projectista do caso de carga que lhe parece mais conveniente ou adequado para simular o efeito dos peões na estrutura, ao contrário do que sucede com a Guideline Francesa, onde após estabelecer a Classe da ponte está automaticamente a carimbar um caso de carga.

De seguida são apresentados dois métodos expeditos que facultam a resposta máxima da estrutura, e garantem de uma forma mais rápida, ou sempre que não seja possível uma análise mais detalhada, resultados que em geral são considerados como satisfatórios.

7.2. DETERMINAÇÃO SIMPLIFICADA DA RESPOSTA MÁXIMA DE UMA ESTRUTURA

7.2.1. MÉTODO DE BLANCHARD

Com o intuito final de proceder à comparação com os valores dados pelas normas, diversos métodos foram desenvolvidos de modo a procurar encontrar as acelerações e deslocamentos da estrutura. Assim, sempre que uma análise menos rigorosa possa ser efectuada, o procedimento de cálculo que neste ponto será explanado, pode ser utilizado para uma estimativa da resposta máxima.

Posto isto, o princípio do cálculo assenta em relacionar acelerações máximas com velocidades e deslocamentos igualmente máximos, bastando para tal, dividir a aceleração pelos factores $(2 \cdot \pi \cdot f_1)$ e $(2 \cdot \pi \cdot f_1)^2$, respectivamente.

Neste sentido Blanchard [43], propõe um método para a determinação da aceleração máxima. Quer a Norma Inglesa BS 5400 [17], quer a Norma Canadana ONT 83 [36], adoptam este método que consiste na determinação da aceleração máxima vertical, causada pela passagem de um peão sobre a ponte de tal modo que esta entra em ressonância para a sua frequência fundamental. Atenda-se ainda que a expressão 7.1 não pode ser aplicada em pontes cujo número de vãos é maior ou igual a quatro.

$$a_{\max} = 4\pi^2 \cdot f_1^2 \cdot y \cdot K \cdot \psi \quad (m/s^2) \quad (7.1)$$

onde f_1 é a frequência fundamental da estrutura, y é o deslocamento estático verificado a meio vão associado à acção de um peão tipo, de peso igual a 700 N parado nessa secção, K é um coeficiente que tem por objectivo traduzir a geometria da estrutura e ψ é o factor de resposta dinâmica.

Sendo K dependente da geometria, é o mesmo que dizer que é um factor dependente do número e comprimento dos diferentes vãos, podendo assumir os valores constantes na Tabela 7.2, e para os esquemas estruturais que a seguir se expõem na Figura 7.5 [9].

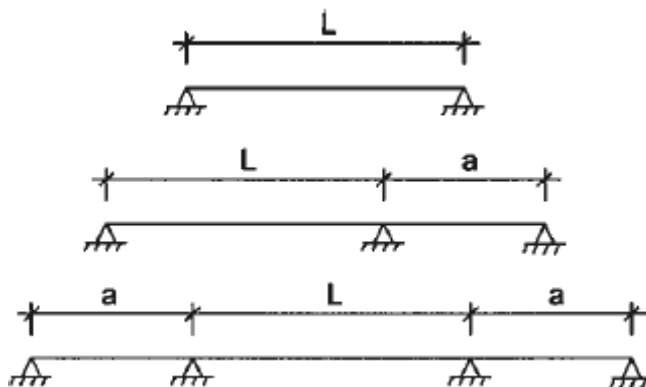


Fig.7.5. – Esquemas estruturais do tipo de ponte.

Tabela 7.2. – Valores do factor K que dependem da geometria da ponte [9].

Relação entre vãos a/L	2 vãos contínuos	3 vãos contínuos
1,0	0,70	0,60
0,8	0,92	0,82
0,6	0,96	0,92
0,4	0,96	0,92
0,2	0,95	0,90
($K = 1,0$ para a viga simplesmente apoiada)		

Quanto ao valor da resposta dinâmica ψ , pode-se dizer que este é um parâmetro influenciado pelo comprimento do vão principal e pelo coeficiente de amortecimento da estrutura ξ . Assim, para ser determinado basta consultar o ábaco presente na Figura 7.6 [44] seguinte:

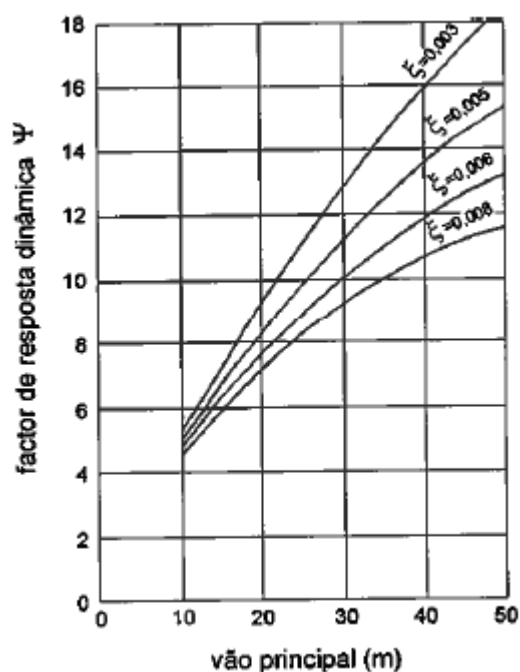


Fig.7.6. – Factor de resposta dinâmica ψ , função do comprimento do vão principal e do coeficiente de amortecimento ξ [44].

Uma vez que a determinação do coeficiente de amortecimento é algo laborioso, pode-se consultar a Tabela 7.3 [44] para obter um valor provável para este.

Tabela 7.3. – Valores padrões do coeficiente de amortecimento em pontes pedonais [44].

Tipo de estrutura	Mínimo	Máximo	Médio
Betão Armado	0,008	0,020	0,013
Betão Pré-esforçado	0,005	0,017	0,010
Mista	0,003	--	0,006
Metálica	0,002	--	0,004
Madeira	0,015	--	0,030

7.2.2. MÉTODO DE PERNICA

Um método semelhante ao anterior é proposto por Pernica [11], apenas com ligeiras alterações. A expressão 7.2 a seguir apresentada constitui o limite para a aceleração:

$$a_{\max} = 4\pi^2 \cdot f_1^2 \cdot y \cdot \alpha \cdot \Phi \quad (m/s^2) \quad (7.2)$$

com f_1 a corresponder ao valor da frequência fundamental da estrutura, y o deslocamento estático que é observado a meio vão, devida a um peão de 700 N de peso parado nessa secção, α o coeficiente de Fourier da harmónica preponderante na função de carga, e finalmente Φ é o factor de amplificação dinâmica.

Este último parâmetro mencionado tem em linha de conta que um dado peão é capaz de excitar a ponte ao longo de todo o seu trajecto sob a mesma, e ao mesmo tempo admite também que uma duração do percurso sob a ponte é suficientemente rápido para que não sejam consideradas quaisquer componentes estacionárias da acção. A Figura 7.7 [44] contém o ábaco que permite avaliar o factor de amplificação dinâmica, conforme a definição prescrita:



Fig.7.7. – Factor de amplificação dinâmica associada à uma acção periódica do peão, enquanto este percorre a totalidade da ponte pedonal.

Uma última observação quanto à definição do número de ciclos por vão constante no eixo das abcissas da Figura 7.7, uma vez que apesar de parecer um termo invulgar, é traduzido na nomenclatura da especialidade como o número total de passos processados por um peão sobre a ponte, de modo a que este consiga efectuar a sua travessia sob o vão da mesma, multiplicados pela ordem da harmónica apreciada na análise.

Desde já surge logo uma vantagem em relação ao Método de Blanchard [43], pelo facto do Método de Pernica [11] permitir considerar separadamente os diversos coeficientes de Fourier relativos às múltiplas harmónicas que constituem a função de carga. Isto significa a possibilidade de obter a resposta da estrutura quando se considera uma harmónica qualquer, de uma forma independente e isolada.

8

MODELAÇÃO NUMÉRICA SEGUNDO A GUIDELINE FRANCESA

8.1. MODELAÇÃO DE PONTES PEDONAIAS

O presente capítulo que agora tem início tem como principal objectivo, fazer aplicação prática da recomendação recentemente publicada e designada por Guideline Francesa [12]. Constitui motivo de interesse por parte do autor em aplicar os conceitos teóricos referidos pela dita guia, de modo a evidenciar potencialidades ou falhas da sua empregabilidade em outras aplicações futuras, no domínio internacional.

Seguir-se-á a metodologia sugerida pela Guideline Francesa, excepto nos casos que por razões de incompatibilidade, tenham de ser tomadas certas correcções. Assim sendo, durante o processo de modelação serão evidenciadas todas e quaisquer alterações que possam ser admitidas em relação ao procedimento original.

A modelação nesta tese desenvolvida, procura garantir com o maior rigor possível, as condições existentes dos projectos de pontes que forem propostos a abordar em cada caso, com vista à obtenção de resultados mais próximos da solução real. Por outras palavras, tentar-se-á definir em computador, modelos de pontes com características que minimizem possíveis erros de projecto e/ou execução das mesmas.

À semelhança do que foi dito ao acato das regras consideradas pela Guideline Francesa, a análise dinâmica comportará dois tipos de carregamento: uma acção dinâmica que procure figurar a acção individual de um peão, localizado no ponto que permita obter a resposta máxima da estrutura, e uma outra relativa a um conjunto agrupado de peões, apresentando-se por isso, distribuída. De notar ainda que em função de cada um dos tipos de carregamento anteriormente considerados, a massa da estrutura deve, como é evidente, ser modificada, dado que a maior ou menor afluência pedonal constitui uma alteração da massa da estrutura, o que em termos dinâmicos é repercutido no cálculo das frequências próprias.

Finalmente, uma verificação aos Estados Limites Últimos (ELU) servirá para avaliar a segurança das pontes quanto à resistência. Casos de carga tradicionais de análise clássica, bem como uma análise dinâmica numa combinação accidental, constituem na sua essência, o método de cálculo descrito.

Posto isto, de seguida são apresentados os modelos ensaiados, bem como os resultados obtidos, mediante o recurso ao software comercial ROBOT MILLENNIUM v.16.1.

8.2. APLICAÇÃO PRÁTICA/ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

A aplicação prática analisada na presente tese diz respeito a uma ponte de estrutura metálica, localizada na foz da cidade do Porto, e que facultava o acesso pedonal entre o emblemático Parque da Cidade e o Edifício Transparente assim denominado pela maior parte dos residentes locais.

Encomendado o Edifício Transparente ao arquitecto catalão Solà-Morales pela Porto 2001, sociedade gestora da Capital Europeia da Cultura, é o engenheiro João Fonseca, o projectista responsável pelo respectivo Projecto de Fundações e Estruturas. É na integração desse projecto que tem origem uma ponte, que faz a travessia mesmo por cima da circunvalação. Dirigida ao último piso do Edifício Transparente, teve desde a sua origem pouca utilidade, uma vez que o próprio edifício esteve ao abandono nestes últimos anos.

Porém, uma recente intervenção sobre o edifício da autoria do arquitecto português Carlos Prata serviu para salvaguardar o equilíbrio entre o Projecto-Base e os novos elementos de reconversão. Quer isto dizer que o edifício, tal como a ponte, passaram a desempenhar novas funções, e por isso ambos são mais correntemente frequentados pelas pessoas. Sob o ponto de vista da elaboração desta tese, a utilidade de uma estrutura é uma ideia chave que requer alguns cuidados aquando da sua definição, pois muitos dos parâmetros definidos na Guideline são susceptíveis de sofrerem bruscas alterações.

Em particular, o autor teve uma inesperada surpresa, dado que ao iniciar o estudo dinâmico da referida estrutura, ainda o edifício transparente não reunia as condições necessárias para uma abertura oficial ao público, o que fez parecer com que a dita ponte não tivesse qualquer utilidade. Mais ainda, inúmeras visitas destinadas à obtenção de informações importantes sobre a estrutura de modo a prosseguir com a modelação, evidenciaram sempre o mesmo cenário, uma ponte que continuava em desuso e sem cumprir o objectivo principal para o qual foi dimensionada.

Passados apenas 2 a 3 meses sem qualquer visita, e já com a modelação em curso, é com alguma surpresa que o autor é confrontado com o facto da ponte (que parecia não ter qualquer uso), constituir na actualidade um meio agradável de se alcançar um de dois restaurantes presentes no último andar, com vista sobre a frente mar. Apreendido desta nova realidade, procedeu-se ao registo contínuo de peões durante 7 dias consecutivos, de forma a precaver qual o nível de afluência sobre a ponte pedonal, assim como da reacção dos pedestres quando faziam a travessia. Porém, os resultados desta análise revelam que a circulação de peões encima da ponte ronda um valor aproximado entre 2 a 3 pessoas, em intervalos de 15 minutos. Ainda será importante referir que a frequência da passada é notavelmente reduzida, que se relaciona directamente com uma velocidade dos peões algo lenta. Isto pode ser justificado não só devido ao acentuado declive da ponte, mas também está com certeza associado a sua própria localização proporcionar a relaxação e o alívio do stress das pessoas.

Finalmente, assistiu-se a muitas situações onde os peões olhavam o tabuleiro de uma forma repentina, em sinal da percepção das vibrações. Todos estes factos são importantes nas considerações finais a ter em conta na modelação.

A experiência descrita anteriormente apesar de poder parecer inútil, demonstra o carácter temporal que as estruturas têm. Do mesmo modo, deve servir de exemplo aos projectistas para o facto das estruturas serem susceptíveis de alterar o seu desempenho funcional muito rapidamente, e nem é preciso muito tempo para que isso aconteça. Depende de factores externos, como sejam a localização, a densidade populacional da região periférica da ponte, dos costumes e tradições dos indivíduos e ainda do comércio intrínseco às imediações da estrutura.

Na Figura 8.1 ilustra-se a ponte pedonal que constitui tema de análise desta tese, bem como o edifício transparente posicionado na extremidade da ponte:



Fig.8.1. – Fotografia da ponte pedonal em estudo.

8.2.1. PROJECTO DA PONTE PEDONAL

A ponte pedonal comporta dois vãos de 30m e encontra-se sustentada em três apoios. Quanto aos apoios de extremidade, existem dois no edifício transparente, e outros tantos no lado do Parque da Cidade. Um pilar de betão armado constitui o apoio central.

O tabuleiro é formado por uma estrutura metálica que comporta dois perfis IPE600 em cada limite lateral, prolongando-se ao longo de toda a ponte, definindo a capacidade resistente à flexão da estrutura. Perfis transversais HEB100 dispostos num afastamento longitudinal a cada 1,50m, servem de contraventamento, assim como garantem a transmissão de esforços entre os perfis IPE600 paralelos, devido às ligações entre ambos. Por último, perfis TEAE40x5 dispostos de forma cruzada, ligados entre perfis HEB100 sucessivos, têm no contraventamento, a função estrutural primordial para o qual foram concebidos.

Quanto ao pilar que traduz o apoio central, sendo de betão armado, pode-se admitir que foi executado para uma classe de betão C25/30. Dado a construção recente da ponte e para efeitos desta tese, será razoável acreditar que toda a estrutura metálica que delimita o tabuleiro tem as características de um Fe510.

As particularidades de projecto mais relevantes para a modelação são as dimensões dos diferentes elementos intervenientes na definição da geometria da estrutura bem como as massas correspondentes a cada elemento. Assim sendo, uma vista em alçado, em planta e ainda a secção transversal da ponte estão expostas nas Figuras 8.2 e 8.3 que se seguem:

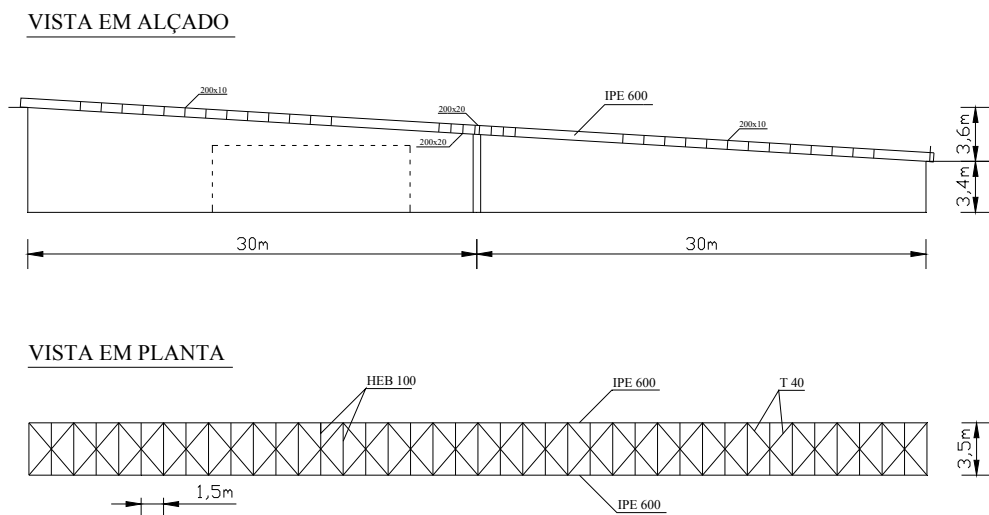


Fig.8.2. – Vistas em Planta e alçado da ponte pedonal.

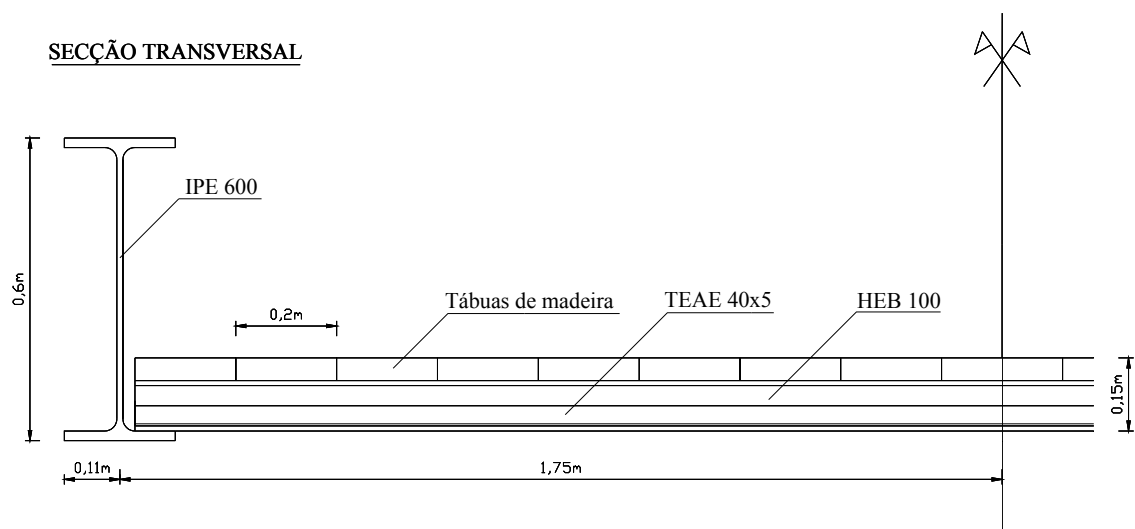


Fig.8.3. – Secção transversal da ponte pedonal.

Portadoras das principais características dos perfis metálicos, das tábuas de madeira, e ainda do pilar central da ponte, as Tabelas 8.1 a 8.5 são igualmente apresentadas:

Tabela 8.1. – Características principais do perfil HEB100.

	$A_x \text{ (m}^2\text{)}$	0,00260361
	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	4,49545e-006
	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$	1,67272e-006
	Peso (kg/m)	20,4383
	γ (kN / m^3)	77,01
	E (GPa)	200
	G (GPa)	80,8
HEB 100	ν	0,3

Tabela 8.2. – Características principais do perfil TEAE40x5.

	$A_x \text{ (m}^2\text{)}$	0,000377
	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	5,12953e-008
	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$	2,56589e-008
	Peso (kg/m)	2,95945
	γ (kN / m^3)	77,01
	E (GPa)	200
	G (GPa)	80,8
TEAE 40x5	ν	0,3

Tabela 8.3. – Características principais do perfil IPE600.

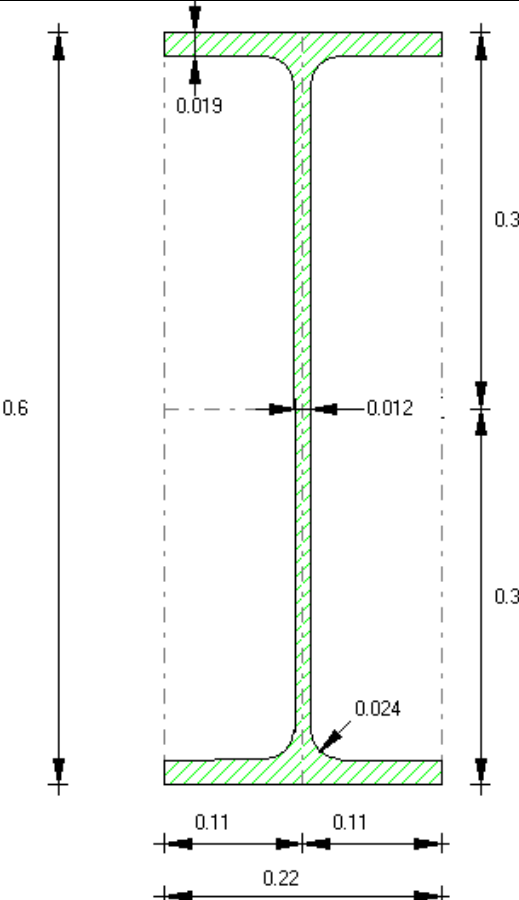
	$A_x \text{ (m}^2\text{)}$	0,0155984
	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	0,000920834
	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$	3,38734e-005
	Peso (kg/m)	122,448
	γ (kN / m^3)	77,01
	E (GPa)	200
	G (GPa)	80,8
	ν	0,3
	IPE 600	

Tabela 8.4. – Características principais do pilar de apoio.

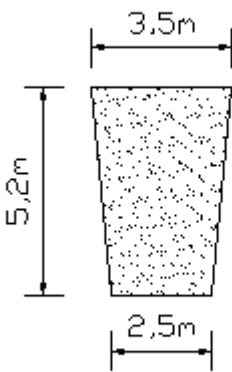
Vista frontal	Betão da Classe C25/30
	$\gamma = 24,53kN / m^3$
	Espessura $e = 0,40m$
	Volume $V_o = 6,24m^3$
	Módulo de Elasticidade $E_{cm} = 31GPa$
	Módulo de Distorção $G = 13,7GPa$
Pilar central	Coefficiente de Poisson $\nu = 0,166$

Tabela 8.5. – Características principais da madeira.

Madeira	Densidade (kg/m ³)	500
---------	--------------------------------	-----

8.2.2. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

Antes de iniciar qualquer abordagem dinâmica da ponte, convém atender a certas definições práticas que a modelação requer, e que foram tidas em conta na presente tese.

Em primeiro lugar, tratando-se de uma ponte metálica, importa realçar que as ligações da ponte pedonal são materializadas através de soldadura. Outro ponto de interesse prático das ligações reside no facto destas constituírem as zonas mais frágeis do conjunto, pelo que devem ser convenientemente dimensionadas, de modo a não admitir roturas frágeis ou inesperadas numa ponte.

Por outro lado, as nervuras devem ser criteriosamente consideradas, e nunca podem ser esquecidas em qualquer estrutura metálica que as possua. As nervuras consistem em ligações de chapas metálicas em algumas zonas pontuais da ponte, e são deveras importantes na modelação pois introduzem na estrutura um peso adicional considerável, que deve ser incorporado na massa associada ao peso próprio da ponte

A superfície de madeira que constitui o pavimento da estrutura deve ser também adicionado ao peso próprio da ponte, apesar de não figurar na modelação, uma vez que as suas características mecânicas para o presente caso não têm grande importância. Noutras pontes porém, onde a estrutura principal seja exclusivamente construída em madeira, torna-se indispensável a sua correcta consideração na modelação.

Uma forma simples de na modelação fazer intervir uma massa adicional (para além peso próprio da estrutura definida no programa de cálculo), consiste em adulterar o peso volúmico dos materiais, para valores iguais ou próximos dos correspondentes ao peso total pretendida para a ponte. No caso presente, o autor optou por definir em primeiro lugar uma carga distribuída por metro de comprimento, a ser aplicada sob cada um dos perfis IPE600 (dado que estes constituem a correspondente resistência à flexão), e de seguida transforma-se esse valor da carga num peso volúmico fictício que apenas deve ser corrigido sob o valor do peso volúmico que o programa define para os perfis IPE600.

Este procedimento justifica-se, ainda para mais, quando é perceptível que as nervuras ocorrem nos perfis IPE600. De um modo geral, os projectistas admitem para o peso das nervuras uma percentagem à volta de 15% do respectivo peso da estrutura metálica da ponte.

Designando por \bar{m} a massa por unidade de comprimento da estrutura metálica da ponte, o seu valor é determinado de acordo com o seguinte cálculo e recorrendo simultaneamente às Tabelas 8.1, 8.2 e 8.3:

$$\bar{m} = 122,448 \times 2 + \frac{2,95945 \times 2,30489}{1,50} \times 2 + \frac{20,4383 \times 3,50}{1,50} \quad (kg / m)$$

$$\bar{m} = 301,6803 \quad (kg / m)$$

Transformando a massa em kg para peso em kN , considerando a aceleração da gravidade g igual a $9,81N/s^2$, vem:

$$\bar{m} = 2,9595 \quad (kN / m)$$

Por outro lado, o peso da madeira \bar{p} por unidade de superfície determina-se rapidamente, admitindo uma espessura média das tábuas em 4,5cm e mediante o cálculo a seguir descrito que considera os dados constantes na Tabela 8.5:

$$\bar{p} = 500 \times 0,045 = 22,5kg / m^2$$

Do mesmo modo, efectuando a conversão da massa em peso, vem:

$$\bar{p} = 0,221kN / m^2$$

À semelhança do que foi referido anteriormente, a determinação da carga distribuída que irá ser aplicada sob cada perfil IPE600, deve vir por unidade de comprimento, e comportar quer a contribuição do peso das nervuras, quer o peso do painel de madeira. Assim, a carga distribuída total por unidade de comprimento sobre cada IPE600, é designado por \bar{c} e tem o valor de:

$$\begin{aligned} \bar{c} &= 0,15 \times \frac{\bar{m}}{2} + \frac{\bar{p} \times 3,50}{2} \quad kN / m \\ \bar{c} &= 0,15 \times \frac{2,9595}{2} + \frac{0,221 \times 3,50}{2} \quad kN / m \\ \bar{c} &= 0,61 \quad kN / m \end{aligned}$$

Tendo determinado o valor anterior, é possível então calcular o peso volúmico fictício dos perfis IPE600, j^* , que deverá figurar em todos os cálculos dinâmicos relativos a um único peão, ou seja, que não envolvam grupos de pessoas. O procedimento de cálculo é sumariamente ilustrado:

$$\begin{aligned} j^* &= \frac{0,61 \times 1}{A_x(IPE600) \times 1} + 77,01 \quad kN / m^3 \\ j^* &= \frac{0,61 \times 1}{0,0155984 \times 1} + 77,01 \quad kN / m^3 \\ j^* &= 116,76 \quad kN / m^3 \end{aligned}$$

onde $A_x(IPE600)$ consiste na área da secção transversal do perfil IPE600, obtido à custa da Tabela 8.3.

Em género de síntese, e sempre que se considere o efeito devido a um peão isolado, o autor define esta situação como Ponte Vazia para a presente ponte, já que o peso da estrutura é na sua essência

constituído pelo seu peso próprio, e por isso, os próximos valores da Tabela 8.6 relativos ao peso volúmico dos perfis de aço têm de ser considerados na modelação:

Tabela 8.6. – Valores de peso volúmico a serem considerados na situação de análise Ponte Vazia.

Tipo de perfis	Peso volúmico (kN/m ³)
IPE 600	116,76
HEB 100	77,01
TEAE 40x5	77,01

De igual modo, para o caso da análise de grupos de peões, o peso volúmico dos perfis IPE600 serão também alterados. Desta vez não basta apenas considerar o peso das nervuras e da superfície de madeira, mas também tem-se que introduzir adicionalmente o peso inerente à massa das pessoas, pois dependendo da dimensão do grupo (densidade de peões), essa alteração repercute-se nas frequências próprias da estrutura. A expressão 8.1 ilustra a relação existente entre a frequência angular, w e a massa da estrutura, m . Nesta é ainda possível comprovar que a um aumento da massa está implícita uma redução da frequência angular. Por outro lado, sabe-se da dinâmica de estruturas que a mesma frequência angular w está relacionada com a frequência natural da ponte f , na razão directa de proporcionalidade, como a expressão 8.2 sugere:

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (8.1)$$

$$w = 2 \cdot \pi \cdot f \quad (8.2)$$

É exactamente na asserção da densidade de peões d , a considerar na determinação das frequências próprias, que surge, na perspectiva do autor, uma incongruência por parte da Guideline Francesa, devido ao facto desta guia sugerir que se considere um valor de 1 peão por m² para d , na situação da ponte quando sujeita a carregamentos por mais do que um peão. Acontece que, os casos de carga que a Guideline propõe têm as acções definidas em função da densidade da ponte, que por seu turno está directamente relacionada com a sua classe. Ora, em pontes, tal como a que está a ser discutida na presente tese, que não apresentem afluências de pedestres consideráveis, as densidades raramente atingem uma concentração de peões com uma densidade tão gravosa, pelo que nesta altura, tem sentido primeiramente definir a classe da ponte, e em função da classe adoptada, escolher um valor para a densidade que se adeque ao tipo de carregamento. Ao mesmo tempo deve-se salvaguardar que o valor da densidade adoptado esteja em plena concordância com as acções dinâmicas tal como sugeridas pela Guideline.

Conforme mais adiante se justificará, aquando da definição da classe da ponte, o autor decidiu arbitrar para d , um valor de 0,5 peões/m². Em virtude desta consideração, do mesmo modo como procedido para a situação da Ponte Vazia, aos cuidados do autor, aparece também uma nova situação denominada desta vez por Ponte Carregada e onde o valor do peso volúmico modificado dos perfis IPE600 passa a ser representado por j^{**} . O novo peso volúmico j^{**} é determinado no cálculo que se segue:

$$d = 0,5 \text{ peões} / m^2$$

Admitindo um peso médio dos peões, à volta de 700 N , designa-se por \bar{d} a densidade das pessoas envolvidas, expressa em kN / m^2 . Neste caso, a conversão entre d e \bar{d} , resulta:

$$\bar{d} = 0,5 \times 700 \quad (N / m^2) = 0,350 \quad (kN / m^2)$$

E então tem-se para o novo peso volúmico fictício:

$$j^{**} = \frac{\left(\frac{\bar{c}}{c} + \frac{\bar{d}(kN / m^2) \times 3,50}{2} \right) \times 1}{A_x(IPE600) \times 1} + 77,01 \quad (kN / m^3)$$

$$j^{**} = \frac{\left(0,61 + \frac{0,350 \times 3,50}{2} \right) \times 1}{0,0155984 \times 1} + 77,01 \quad (kN / m^3)$$

$$j^{**} = 156,02 \quad (kN / m^3)$$

Resumindo novamente na Tabela 8.7 os pesos volúmcicos a serem usados em cada perfil metálico, para a situação da Ponte Carregada vem:

Tabela 8.7. – Valores de peso volúmico a serem considerados na situação de análise Ponte Carregada.

Tipo de perfis	Peso volúmico (kN/m ³)
IPE 600	156,02
HEB 100	77,01
TEAE 40x5	77,01

8.2.3. MODELAÇÃO DA ACÇÃO DE UM PEÃO ISOLADO

Tendo como ponto de partida a situação da Ponte Vazia, a metodologia que imediatamente aparece, é uma via possível da determinação da resposta máxima da estrutura, em função do tempo, por meio de um modelo de cálculo numérico que simplificadamente transforma a estrutura real num sistema a um grau de liberdade.

Posteriormente, esses resultados teóricos podem ser comparados com a resposta obtida directamente pelo programa ROBOT, quando a ponte é submetida a uma acção sinusoidal, com vista a validar os resultados fornecidos pelo software comercial.

8.2.3.1. RESPOSTA TEÓRICA DA ACÇÃO DE UM PEÃO

O procedimento específico da obtenção da resposta teórica passará numa primeira fase por determinar as frequências próprias da ponte, através de uma análise modal efectuada pelo autor com o auxílio do programa de cálculo, lembrando que os pesos volúmicos dos perfis metálicos devem ser os correspondentes à situação da Ponte Vazia, seguindo-se a determinação das componentes vectoriais dos modos de vibração respectivos aos nós da estrutura.

Nesta altura, e com o auxílio do software usado deve-se registar, para cada frequência própria de interesse⁽⁶⁾, a máxima componente do vector próprio, em qualquer direcção, U_z , U_y , ou U_x , tendo o devido cuidado de verificar que esta não se encontra normalizada numa componente unitária. Refira-se que a deformada modal constitui à partida, uma ajuda na determinação da direcção que contém a máxima componente vectorial, atendendo à grandeza das deformações ilustradas pelo programa.

Designando-se por c_i a maior componente vectorial registada na frequência própria f_i , torna-se viável a determinação da massa modal equivalente, e tem esta designação, pelo facto deste valor ter correspondência à de um oscilador a um grau de liberdade. Por outras palavras, quando a ponte pedonal for solicitada por uma acção dinâmica exclusivamente no nó da máxima componente vectorial conhecida, pode considerar-se que uma resposta dinâmica da ponte é obtida à custa da formulação teórica de um sistema de um grau de liberdade, do mesmo modo como estudado em dinâmica de estruturas.

A massa modal equivalente, M_i , expressa-se em função do parâmetro c_i , mediante a seguinte exposição:

Dado que c_i é a máxima componente vectorial associada ao modo $\underline{\varphi}_i$, e garantindo que o programa de cálculo procedeu ao estudo das frequências próprias segundo uma análise modal, é válida a expressão 8.3, que tem por base o procedimento de cálculo executado internamente no ROBOT, segundo o qual a massa generalizada ligada ao modo φ_i , se encontra normalizada para o valor unitário:

$$(c \cdot \underline{\varphi}_i)^t \cdot \underline{M} \cdot (c \cdot \underline{\varphi}_i) = 1 \quad (8.3)$$

onde \underline{M} corresponde à matriz de massa do sistema.

Como da álgebra recorda-se que uma constante usufrui da propriedade de comutatividade num produto matricial, simplifica-se a expressão anterior, em:

$$c^2 (\underline{\varphi}_i^t \cdot \underline{M} \cdot \underline{\varphi}_i) = 1 \quad (8.4)$$

⁽⁶⁾ Para conhecer como são determinadas as frequências próprias com o auxílio do software de cálculo, sugere-se a leitura do sub-capítulo 8.2.3.2 seguinte.

É sabido ainda que, o termo $(\underline{\varphi}_i' \cdot \underline{M} \cdot \underline{\varphi}_i)$ presente no primeiro membro da equação ilustrada em 8.4 designa-se na gíria da especialidade por massa modal para o modo $\underline{\varphi}_i$, e que neste caso é igual à massa modal equivalente, M_i , donde resulta finalmente a expressão 8.5. Por outras palavras, uma normalização em relação à componente máxima c_i , permite obter directamente o valor da massa modal equivalente referente ao modo $\underline{\varphi}_i$, tal como a seguir é indicado:

$$M_i = \frac{1}{c_i^2} \quad (8.5)$$

Encontrada a massa modal equivalente, deve-se atestar o resultado obtido, mediante uma simples confirmação que consiste em verificar se M_i é aproximadamente 50% da massa total do tabuleiro da ponte.

A resposta de um oscilador de um grau de liberdade fica completamente definida, após a determinação da rigidez modal k_i , em função da relação entre a frequência angular própria w_i , do modo $\underline{\varphi}_i$, e a massa modal equivalente para o mesmo modo em causa, traduzida pela expressão 8.6:

$$k_i = M_i \times w_i^2 \quad (8.6)$$

Recordando que para o valor do coeficiente de amortecimento crítico, o mais aconselhado será atribuir um valor conforme o estipulado na Tabela 5.12 e atender às expressões 5.2 ou 5.3, para os casos de projecto, nos quais só se consegue ter uma ideia aproximada da grandeza deste parâmetro. Contudo, nos estudos dinâmicos que sejam efectuados em pontes uma vez construídas, em alternativa ao procedimento sugerido anteriormente, será conveniente recorrer ao valor registado através de um ensaio experimental sobre a ponte, sugerindo-se por exemplo, o Método do decaimento logarítmico, ou ainda o Método da semi-amplitude, tal como formulados em dinâmica das estruturas.

Ainda à respeito da dinâmica de estruturas, aparece a resposta geral teórica de um oscilador de um grau de liberdade, quando este é submetido a uma acção sinusoidal do tipo $p_{o,i} \cdot \sin(\overline{w}_i \cdot t)$, e que conta com as parcelas transitória e estacionária, escrita na expressão 8.7 pela ordem precedentemente indicada:

$$u(t) = e^{-\xi_i \cdot w_i \cdot t} [A \cos(w_{a,i} t) + B \sin(w_{a,i} t)] + \frac{p_{o,i}}{k_i} \cdot \frac{[(1 - r_i^2) \sin(\overline{w}_i t) - 2\xi_i r_i \cos(\overline{w}_i t)]}{(1 - r_i^2)^2 + (2\xi_i r_i)^2} \quad (8.7)$$

onde os coeficientes A e B são função das condições iniciais do movimento, ξ_i é o coeficiente de amortecimento crítico relacionado com o modo $\underline{\varphi}_i$ considerado, w_i a frequência angular do modo $\underline{\varphi}_i$, $p_{o,i}$ a amplitude da acção sinusoidal, k_i é dado pela expressão 8.6, \overline{w} é a frequência angular da acção, r_i é a razão entre a frequência angular da acção e a frequência angular própria da estrutura no modo $\underline{\varphi}_i$, e finalmente $w_{a,i}$ a frequência angular amortecida para o modo $\underline{\varphi}_i$. As correlações para à obtenção de r_i e $w_{a,i}$ são anunciadas de seguida, nas expressões 8.8 e 8.9, respectivamente:

$$r_i = \frac{\overline{w_i}}{w_i} \quad (8.8)$$

$$w_{a,i} = w_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (8.9)$$

Importa realçar que a componente transitória do movimento tende a desaparecer ao longo do tempo, e por isso interessa reter apenas a componente estacionária da resposta. Por outro lado, devido ao facto das acções serem definidas em função da frequência própria da estrutura, significa que a resposta será tal como a que é definida numa situação de ressonância, com r_i unitário qualquer que seja o modo φ_i . Assim, a determinação das constantes A e B não precisa de ser executada, e a expressão 8.7 simplifica-se a uma fórmula mais reduzida, dada pela expressão 8.10:

$$u(t) = -\frac{P_{o,i}}{k_i} \cdot \frac{\cos(w_i t)}{2\xi_i r_i} \quad (8.10)$$

Denominando-se $U_{o,i}$ o deslocamento estático da acção, este é definido pela expressão 8.11:

$$U_{o,i} = \frac{P_{o,i}}{k_i} \quad (8.11)$$

O gráfico teórico que está em concordância com a resposta tal como definida em 8.10 e atendendo a 8.11, será esquematicamente do seguinte género:

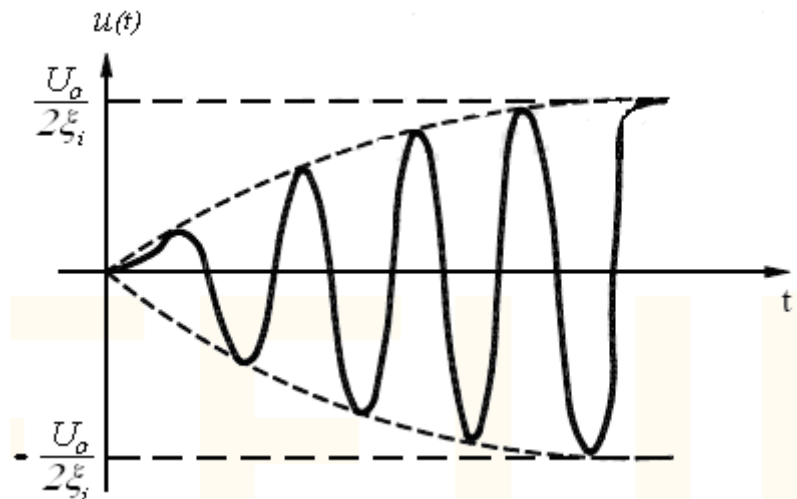


Fig.8.4. – Representação gráfica da equação do movimento de um oscilador de um grau de liberdade, em ressonância e com amortecimento.

8.2.3.2. RESPOSTA OBTIDA PELO SOFTWARE ROBOT A UMA ACÇÃO DO TIPO SINUSOIDAL

A seguinte explicação sumária destina-se a facultar conhecimentos técnicos do funcionamento do software ROBOT, e deste modo possibilitar ao leitor aplicar o procedimento noutros casos práticos. Do mesmo modo, servirá para tecer breves comentários de certas situações que podem, na perspectiva do autor, levantar dúvidas quanto ao procedimento a adoptar.

Em primeiro lugar, deve-se determinar as frequências próprias da estrutura, recordando uma vez mais a utilização da Tabela 8.6 inerente à situação da Ponte Vazia, devido ao estudo do efeito de um peão isolado. O cálculo das frequências da ponte propriamente ditas, resulta de proceder a uma análise modal, requerida pelo utilizador. Deve-se procurar não ser abusivos no número de modos de vibração determinados pelo programa, pois podem tornar muito morosas as restantes operações subsequentes que serão realizadas, como o cálculo de deslocamentos e acelerações.

Além disso, quantos mais modos forem considerados, mais provável será a acumulação de possíveis erros internos, podendo mesmo fazer bloquear e encerrar o programa. Por esta razão, o autor sugere como um bom começo, adoptar o valor predefinido em 10 modos, visto que em geral as frequências acima do modo 5 ou 6 já deixam de ter interesse para uma análise em pontes pedonais por serem superiores aos 5 Hz .

Depois de obter as frequências próprias de interesse, uma visualização dos modos de vibração tem necessariamente que ser efectuada, para fazer uma correspondência entre cada valor de frequência natural da ponte e a respectiva deformada modal. Só assim é que se pode caracterizar cada valor de frequência numa gama de risco, conforme foi já explicado nesta tese, na explanação da metodologia apontada pela Guideline (ver Capítulo 5).

A partir desta fase, a definição da força deve contemplar algumas considerações, de entre as quais refiram-se:

- A geração de uma força estática de valor igual a 1 kN , de sentido e direcção igual à da correspondente deformada modal, aplicada no nó relativo à máxima componente do modo de vibração φ_i em análise;
- É conveniente que o valor mínimo do tempo de integração da função, Δt , a ter em conta pelo programa, seja igual ou inferior ao que é obtido pela regra de Newmark, dada pela expressão 8.12:

$$\Delta t \leq \frac{T}{10} \quad (8.12)$$

onde T representa o período correspondente ao valor da máxima frequência que interesse, sob o ponto de vista dinâmico, por estar ligada à uma gama de risco. Relembre-se através da expressão 8.13 que o período e a frequência estão relacionados na razão inversa da primeira em relação à segunda e vice-versa:

$$T = \frac{1}{f} \quad (8.13)$$

De notar contudo que apesar de ser ter como critério para o Δt , a regra de Newmark, alerta-se o leitor para que no programa, seja escolhida a opção respeitante à decomposição modal, que depende univocamente do coeficiente de amortecimento crítico ξ_i ;

- Por seu turno, o coeficiente de amortecimento ξ_i associado a cada frequência da acção f_i , deve ser considerado conforme o adoptado no cálculo teórico da resposta $u(t)$, e respeitando os critérios aí assinalados. Esta referência tem origem, no facto do programa de cálculo ROBOT MILLENNIUM permitir o input de dados com os algarismos significativos que se desejar, apesar da representação visual dos mesmos estar condicionada a apenas três algarismos;
- Situação semelhante acontece em relação ao factor que afecta o valor da amplitude da força dinâmica, em que apenas os três primeiros algarismos significativos definidos pelo utilizador é figuram no ecrã. Este factor é o coeficiente de proporcionalidade que existe entre a força de 1 kN definida logo no início, e o valor final pretendido para a amplitude da acção;
- Apesar da acção estar definida para gerar a ressonância da estrutura, viu-se anteriormente que a resposta caminha oscilando entre duas assíntotas horizontais paralelas, quando os valores temporais tendem para infinito. Ora em termos físicos, colocar o software durante um intervalo de tempo assim, é um absurdo, o que significa então que um critério de paragem deve ser indicado. Como por exemplo, no entender do autor, através de um gráfico de resposta pode-se limitar a diferença da amplitude máxima a valores numéricos que se considere suficiente, ou em alternativa considerar um cálculo iterativo no qual se aponta numa tabela os sucessivos máximos temporais, procedendo-se à determinação do erro a cada dois valores tabelares consecutivos. Assim, quando o erro seja inferior ao pretendido pelo usuário, o último registo constitui a solução para a resposta final da estrutura. O tempo para o qual ocorre essa resposta final é o mesmo que deve ser utilizado para o cálculo das acelerações;
- Quanto à possibilidade de atribuir um valor para o ângulo da fase, na perspectiva do autor, pode-se admitir sempre o valor nulo, pois o objecto de estudo é o resultado máximo registado para os deslocamentos e acelerações, e assim sendo, deixa de ter significado a correcta definição deste parâmetro.

Durante o processamento do cálculo, e nos casos em que o Δt assumia valores particularmente pequenos, o poder de cálculo do software é posto num nível de exigência elevado, devido ao nível de discretização que se lhe está a ser exigido. Um armazenamento dos dados igualmente detalhado (considerando o mesmo Δt que o da discretização), também contribui para agravar a dificuldade do computador em desempenhar as funções de cálculo, tornando consequentemente lento, todo o processo computacional.

A melhor forma de rentabilizar as funcionalidades do programa, assim como o potencial do computador consiste em efectuar um cálculo rigoroso, e armazenar os dados num intervalo de tempo ligeiramente superior, pois desta forma tem-se a precisão necessária para o cálculo, e como os resultados obtidos nos instantes finais têm apenas minúsculas alterações, a resposta máxima em geral não será afectada de um erro avultado.

Uma consideração final quanto às cargas dinâmicas associadas à direcção vertical prende-se com o facto do valor apresentado pela Guideline para esta mesma direcção estar dotada de duas parcelas, uma que diz respeito ao peso do peão, G , e outra que é na mesma proporcional ao peso do peão, mas que varia ao longo do tempo, segundo uma sinusóide (ver Tabela 5.1). Ora a componente imutável no tempo não comporta efeitos dinâmicos e sendo estes exclusivos da função sinusoidal, no parecer do autor, pode-se desprezar a primeira parcela G , até porque a deformada que resulta das acções estáticas (peso do peão e peso próprio do tabuleiro), é pouco alterada quer se considere o respectivo peso individual do peão, ou não.

Uma vez expostos os princípios anteriores para o caso geral, resta fazer a aplicação prática desses conceitos, para a ponte pedonal junto ao Edifício Transparente.

A modelação da ponte pedonal elaborada no software comercial ROBOT, foi efectuada com o maior rigor possível para atender a definição das principais características geométricas e físicas. Uma ilustração 3D do resultado final é de seguida representada na Figura 8.5:

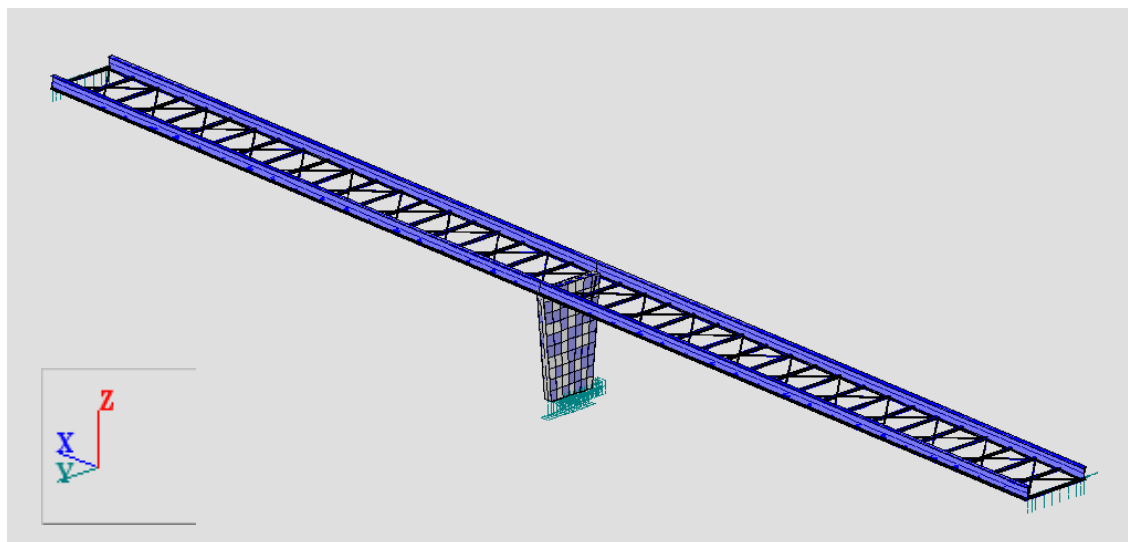


Fig.8.5. – Modelação da ponte pedonal junto ao Edifício Transparente na Foz da Cidade do Porto.

De salientar então que a estrutura metálica do tabuleiro está definida através de perfis metálicos e o pilar na zona central é modelado por meio de um painel representativo do betão armado. Note-se ainda que o autor recorreu a diversos estudos de sensibilidade quanto à definição de qualquer um dos elementos visuais ilustrados na Figura 8.5, em especial o pilar que serve de apoio central, assim como do posicionamento relativo entre os ditos perfis metálicos.

Após essa análise verdadeiramente extensiva, o autor entende por bem apenas ilustrar o modelo final encontrado que melhor garante o desempenho funcional da ponte real, em conformidade com as disposições de projecto. Deste modo, o que é pretendido pelo autor é que não sejam desviadas todas e quaisquer atenções da análise dinâmica propriamente dita, e que é de facto motivo de interesse.

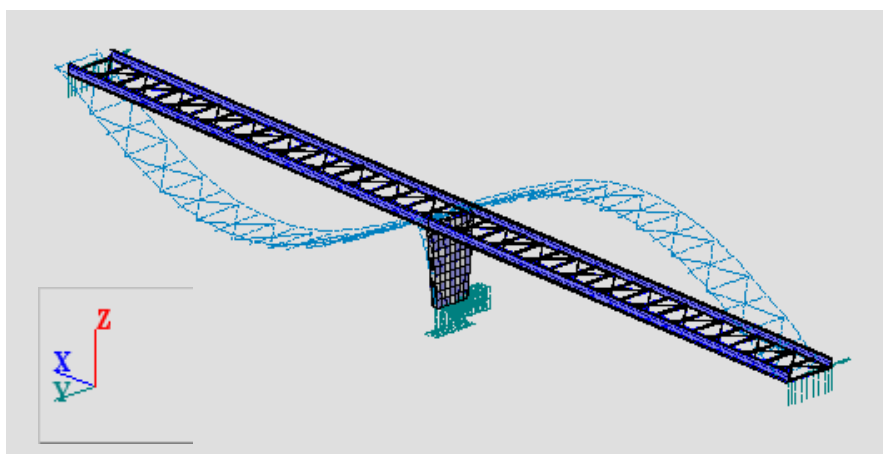
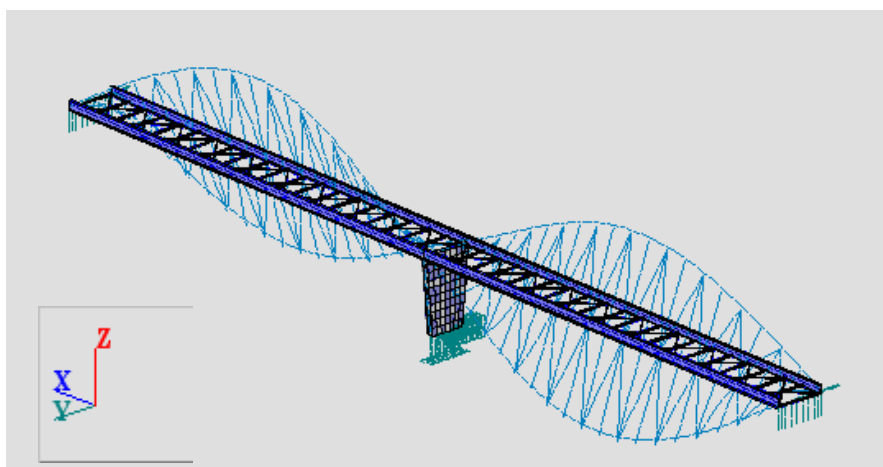
8.3. SITUAÇÃO DA PONTE VAZIA

O desenvolvimento da ponte em estudo prossegue desta vez, na determinação das frequências próprias para a situação da Ponte Vazia. Os resultados fornecidos pelo ROBOT são os que constam na Tabela 8.8:

Tabela 8.8. – Frequências próprias da ponte em estudo na situação da Ponte Vazia.

Número de modos	Frequências Naturais da Estrutura	Deformada Modal
1	$f_1 = 1,81Hz$	1º Modo vertical
2	$f_2 = 1,98Hz$	1º Modo de torção
3	$f_3 = 2,51Hz$	2º Modo de torção
4	$f_4 = 2,52Hz$	2º Modo vertical
5	$f_5 = 3,48Hz$	Modo combinado longitudinal e transversal em simultâneo
6	$f_6 = 5,64Hz$	3º Modo de torção

As deformadas modais constantes da Tabela 8.8 anterior, foram assim designadas, em função da ilustração que o programa faculta, conforme é verificado nas Figuras 8.6 a 8.11:

Fig.8.6. – 1º Modo vertical de vibração, $f_1 = 1,81Hz$.Fig.8.7. – 1º Modo de torção, $f_2 = 1,98Hz$.

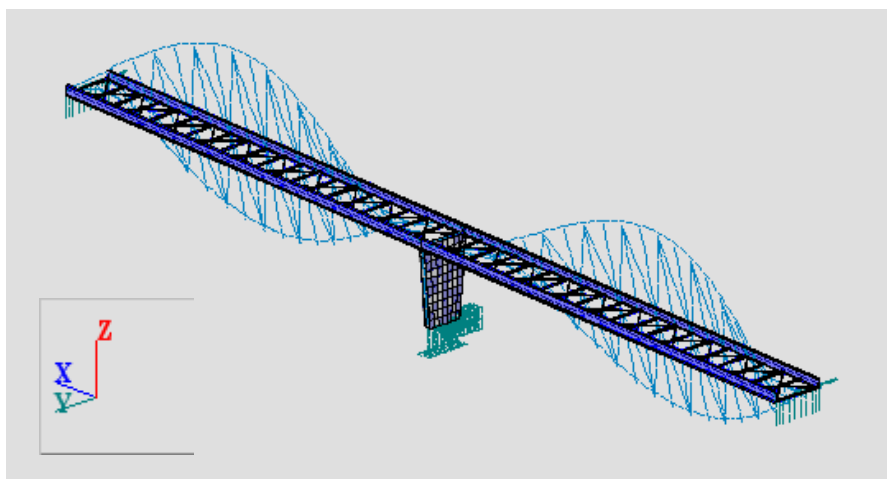


Fig.8.8. – 2º Modo de torção, $f_3 = 2,51Hz$.

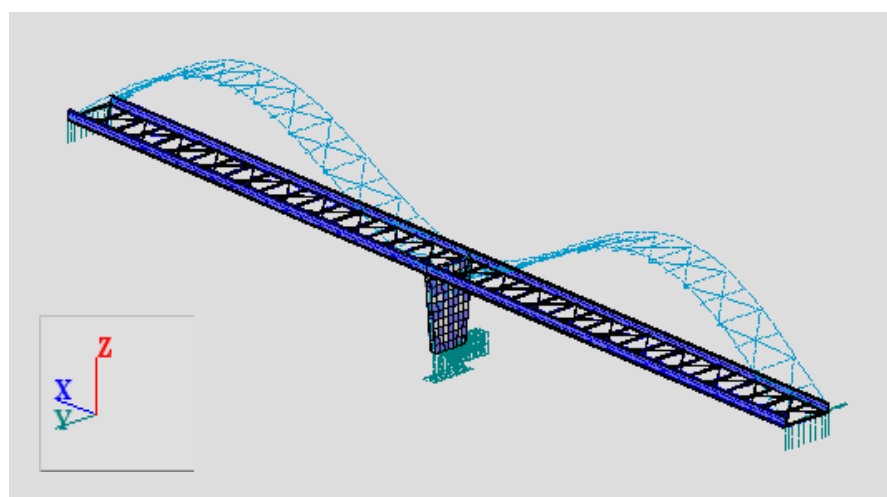


Fig.8.9. – 2º Modo vertical de vibração, $f_4 = 2,52Hz$.

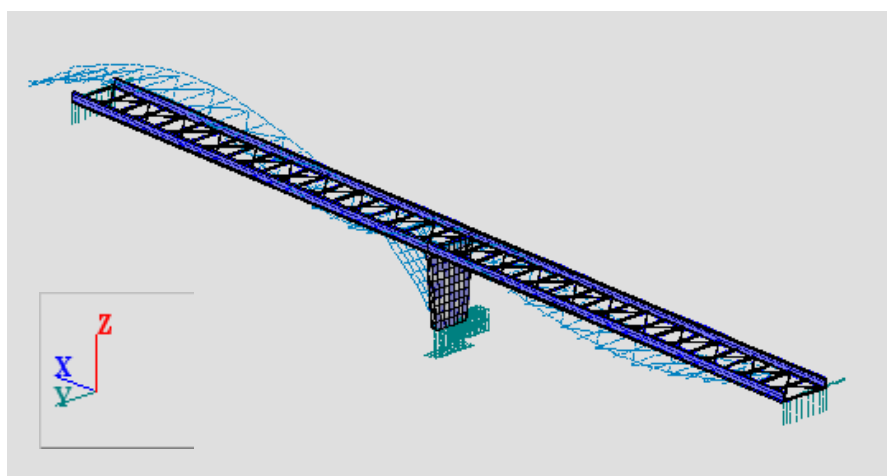
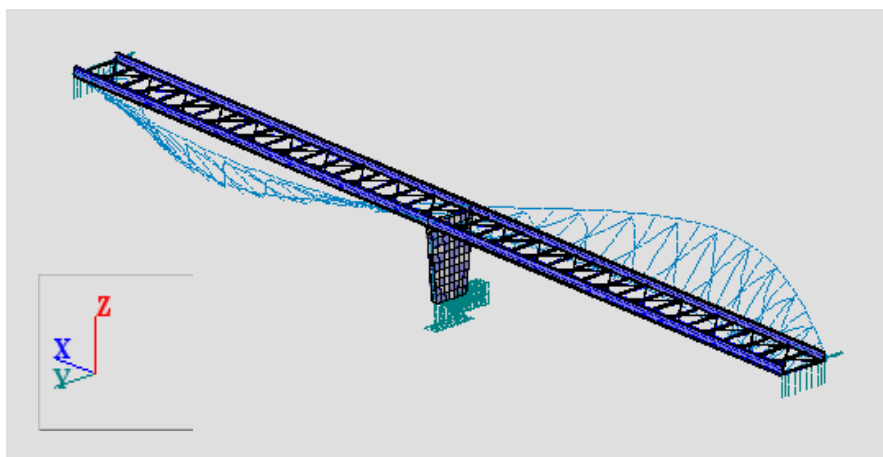


Fig.8.10. – Modo combinado longitudinal e transversal em simultâneo, $f_5 = 3,48Hz$.

Fig.8.11. – 3º Modo de torção, $f_6 = 5,64\text{Hz}$.

Uma primeira constatação dos valores das frequências naturais alcançadas consiste em poder desprezar automaticamente as frequências f_5 e f_6 em relação a um estudo dinâmico, devido ao facto de não se enquadrarem nas gamas de risco para os modos de vibração respectivos.

Por outro lado, as expressões das acções aplicadas, a resposta teórica, a resposta do programa e ainda alguns dados de interesse, encontram-se organizados nas Tabelas 8.9 e 8.10. As Figuras 8.12 a 8.17 ilustram as forças aplicadas em cada um dos nós críticos, nos diversos casos presentes da Tabela 8.10:

Tabela 8.9. – Síntese das massas e rigidezes generalizadas para a situação da Ponte Vazia.

f_i [Hz]	w_i [rad / s]	c_i	Nó	M_i [ton]	% $M_{\text{tabuleiro}}$	ξ_i (%)	k_i [kN / m]
1,81	11,36	0,0087 (U_z)	2355	13,2118	51,2	0,5	1701,98
1,98	12,44	0,0088 (U_z)	1529	12,9132	50,0	0,5	1998,37
2,51	15,77	0,0092 (U_z)	40	11,8147	46,0	0,5	2938,24
2,51	15,77	0,0092 (U_z)	40	11,8147	46,0	0,5	2938,24
2,52	15,86	0,0098 (U_z)	954	10,4123	40,3	0,5	2619,11
2,52	15,86	0,0098 (U_z)	954	10,4123	40,3	0,5	2619,11

Tabela 8.10. – Resumo das ações aplicadas à estrutura e resposta auferida em cada caso.

f_i [Hz]	$F_i(t)$ [kN]	Δt [s]	$u(t)_{m\acute{a}x}$ [cm] <i>Robot</i>	$u(t)_{m\acute{a}x}$ [cm] <i>Teórico</i>	$a(t)_{m\acute{a}x}$ [cm/s ²] <i>Robot</i>
1,81	$F_1(t) = 0,320 \cdot \sin(11,36 \cdot t)$	0,03	1,8335	1,8802	236,6
1,98	$F_2(t) = 0,320 \cdot \sin(12,44 \cdot t)$	0,03	1,5930	1,6013	246,5
2,51	$F_3(t) = 0,080 \cdot \sin(15,77 \cdot t)$	0,03	0,4260	0,2723	105,9
2,51	$F_3(t) = 1,250 \cdot \sin(15,77 \cdot t)$	0,03	6,6558	4,2540	1655,0
2,52	$F_4(t) = 0,080 \cdot \sin(15,86 \cdot t)$	0,03	0,2967	0,3055	74,6
2,52	$F_4(t) = 1,250 \cdot \sin(15,86 \cdot t)$	0,03	4,6355	4,7726	1166,1

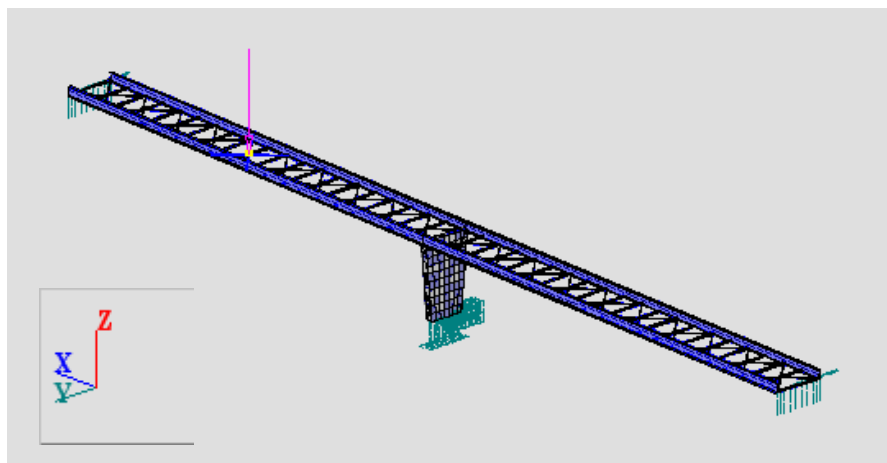


Fig.8.12. – Aplicação da força $F_1(t) = 0,320 \cdot \sin(11,36 \cdot t)$ no nó 2355.

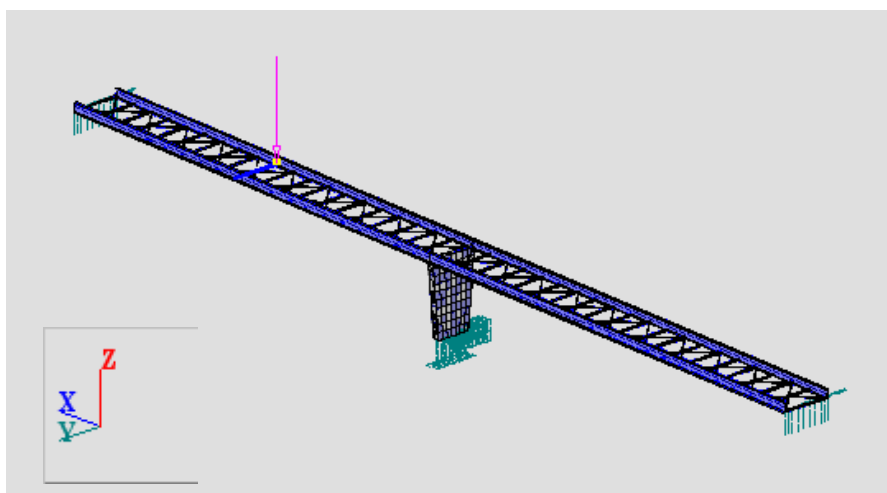


Fig.8.13. – Aplicação da força $F_2(t) = 0,320 \cdot \sin(12,44 \cdot t)$ no nó 1529.

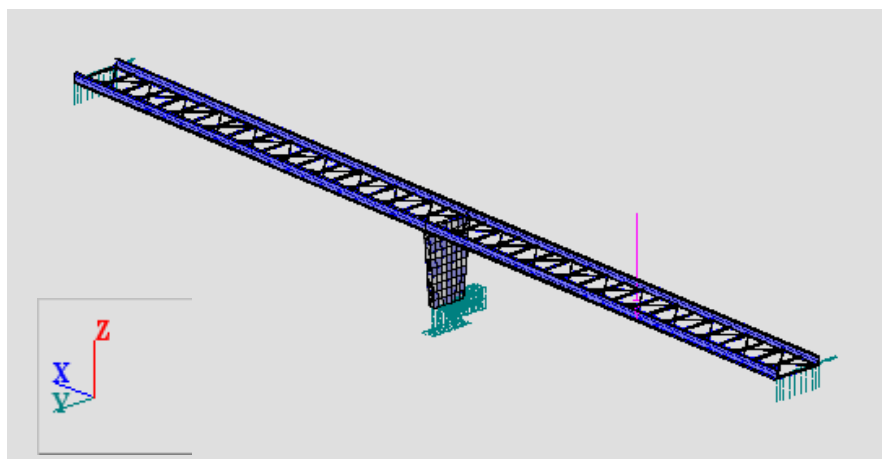


Fig.8.14. – Aplicação da força $F_3(t) = 0,080 \cdot \sin(15,77 \cdot t)$ no nó 40.

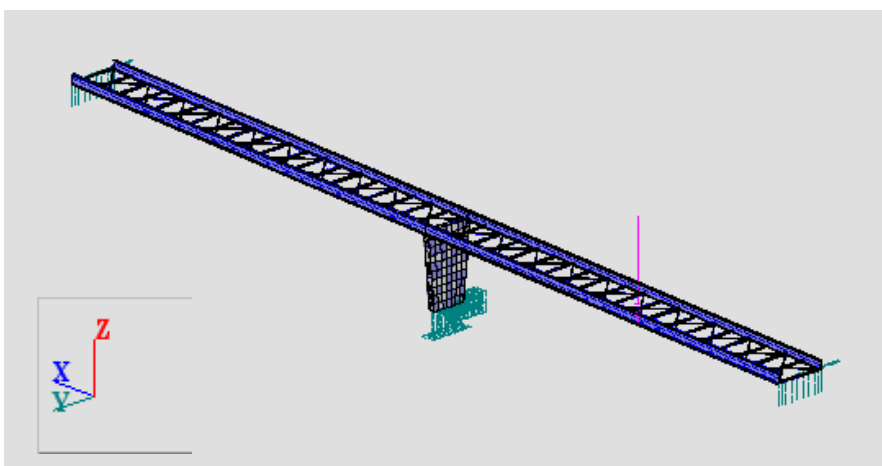


Fig.8.15. – Aplicação da força $F_4(t) = 1,250 \cdot \sin(15,77 \cdot t)$ no nó 40.

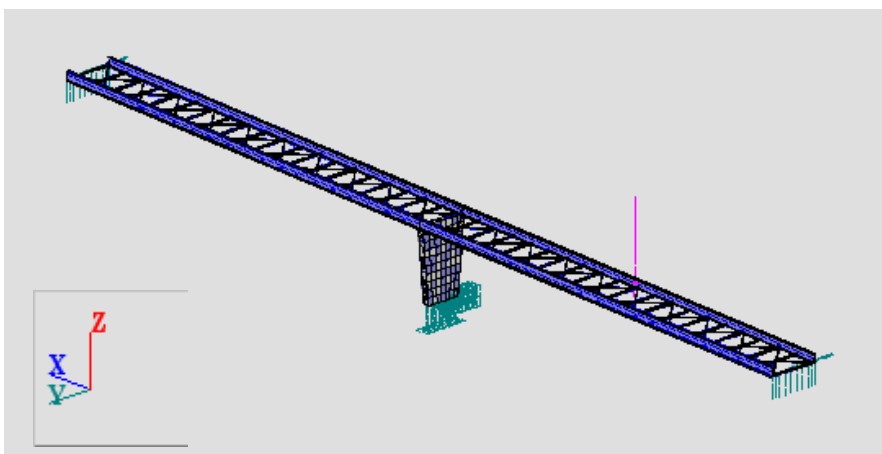


Fig.8.16. – Aplicação da força $F_5(t) = 0,080 \cdot \sin(15,86 \cdot t)$ no nó 954.

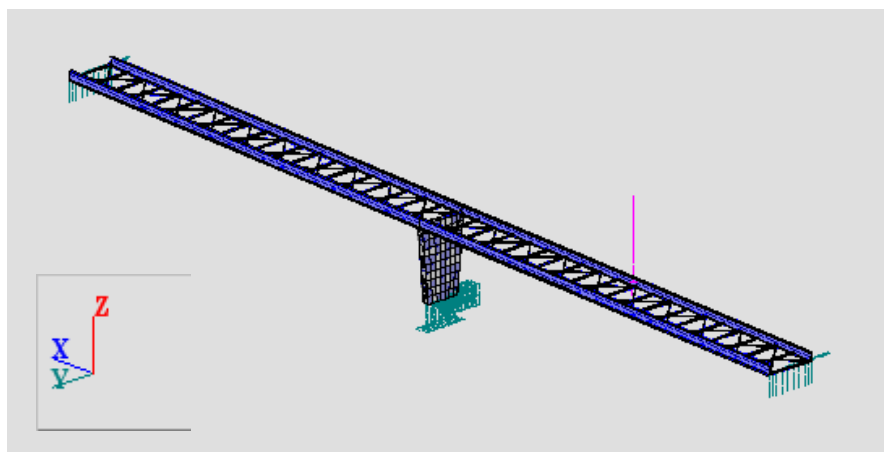


Fig.8.17. – Aplicação da força $F_6(t) = 1,250 \cdot \sin(15,86 \cdot t)$ no nó 954.

Apesar das Tabelas 8.9 e 8.10 constituírem um resumo eficaz da informação disponibilizada, é necessário tecer algumas considerações que permitam o total esclarecimento do leitor.

Em primeiro lugar, refira-se que para o peso do peão foi arbitrado o valor de $G = 800N$. Contudo, e em conformidade com o exposto para a situação de corrida do peão, deve-se admitir uma amplitude da acção sinusoidal no valor de $1250N$, sendo portanto, independente da importância convencionada para G .

É de salientar a existência de seis casos de carga diferentes, relacionados com as quatro frequências próprias de interesse sob o ponto de vista de uma análise dinâmica. A razão deste aparente desacerto entre o número de frequências de risco e o número de casos observados tem origem no facto de se ter apreciado dois casos de carga adicionais, definidos exclusivamente pelo autor, para além das acções simplificadas intrínsecas ao primeiro harmónico e das que diziam respeito a uma situação de corrida.

Estes novos casos de carga, têm como propósito avaliar o efeito individual do segundo harmónico da acção, para as frequências $f_3 = 2,51Hz$ e $f_4 = 2,52Hz$, de tal forma que simulem um caminhar lento. A amplitude da força dinâmica foi definida para 10% do peso do peão, daí o aparecimento do factor 0,08 nos respectivos casos. A conclusão primordial observada é que os efeitos provocados nestas novas situações são muito inferiores aos que simulam a corrida. Como justificação, sugere-se a comparação entre as acelerações, num e noutro caso.

Outra ilação a assentar desta abordagem será em perceber fisicamente qual é a contribuição que os harmónicos de ordem superior à primeira têm na influência da resposta de uma estrutura, muito embora o seu efeito esteja implícito aquando da formulação inicial, pois as amplitudes acabam por ser as condicionantes do problema.

A massa do tabuleiro metálico é de $18,5072 ton$ calculada com base no peso total fornecido pelo programa, descontado o peso do pilar central. Com base no valor agora fornecido pode ser estimada a percentagem relativa da massa modal associada a cada frequência. Verifica-se que as massas modais são mais próximas de 50%, nas duas primeiras situações, onde as frequências estão melhor afastadas entre si. Já nas frequências $f_3 = 2,51Hz$, e $f_4 = 2,52Hz$, isso não acontece, e a percentagem da massa modal decresce para os 40%. Quer isto dizer que serão de maior confiança os resultados gerados nos dois primeiros casos da Tabela 8.10, e deverão ser resguardadas algumas margens de erro nos últimos quatro casos estudados.

A proximidade entre frequências também pode ser encarada como uma possível justificação do desfaseamento entre os valores teóricos esperados, e os que do output do ROBOT resultam. Repare-se ainda que o erro é maior nos casos ligados aos modos de torção. Nestes casos, ainda se pode fundamentar uma influência do efeito de rotação da secção, não contabilizada quando se considera apenas componente vertical U_z na formulação da resposta teórica. Dito por outras palavras, ao passo que em ambos os modos verticais puros, as componentes U_z são indiscutivelmente preponderantes, sendo as de U_y e U_x nulas, já nos casos de torção as componentes de U_x continuam a ser nulas, mas as que são relativas a U_y não o são. Apesar disso, como as componentes em U_y não são superiores aos de U_z , permanecem estas últimas como as predominantes.

O critério de paragem do processo de cálculo baseou-se no método iterativo no qual foi determinada a resposta para intervalos de tempo sucessivamente maiores, até ao momento em que fosse verificada uma estagnação da resposta para um valor limite. Desta feita, o intervalo de tempo escolhido foi de 100s para todos os casos da Tabela 8.10. Por outro lado, o autor ainda pensou noutro processo que permitisse estimar qual seria o tempo total de integração da função dinâmica para os casos de simulação de um peão isolado, não numa perspectiva de obter a resposta máxima em ressonância, mas sim de modo a obter um resultado mais coerente com a realidade para a dita ponte.

Assim, a metodologia sugerida não é mais do que estimar uma certa velocidade de um dado peão, e conhecidas as características físicas da estrutura, determinar o tempo segundo o qual esse mesmo indivíduo modelo demora a percorrer a totalidade da ponte. É um processo bastante simples, e que pode de algum modo fazer intervir na modelação, as particularidades do atravessamento pedonal.

Posto isto, a seguinte exemplificação pretende elucidar o processo da estimativa do tempo de atravessamento pedonal, tal como anteriormente descrita. Antes de mais, refira-se que este processo destina-se única e exclusivamente à modelação de um peão isolado, em virtude de apenas nesta situação ser válido o processo de atravessamento contínuo sem haver quaisquer interferências, que podem surgir, por exemplo desde que existam pelo menos duas pessoas, em posições diferentes do tabuleiro. Dito de outro modo, ao existir mais do que um peão, gera-se sempre um atraso no tempo em que cada um faz o atravessamento total, o que se repercute por sua vez, numa situação onde no limite quando um peão está a finalizar o seu percurso, o outro ainda pode simplesmente estar a meio da sua travessia.

Admitindo um comprimento da passada em 0,6m, e supondo que o peão se movimenta com uma repetição constante de um passo por segundo, advém então uma velocidade de 0,6m/s. Conhecido o comprimento longitudinal da ponte pedonal em 60m, então resulta que o tempo de duração da travessia do peão modelo é de 100s, que é exactamente igual ao que foi estipulado pelo autor, mas a propósito de um eficiente grau de convergência entre resultados consecutivos.

Assim, através deste procedimento simples, comprovou-se que um dado peão, que viaje espacialmente sobre a ponte à uma velocidade de 0,6m/s, induz na mesma a possibilidade de se engendrar a máxima resposta admissível para o valor da frequência da passada correspondente, em virtude do referido indivíduo apresentar um tempo de percurso favorável para o efeito.

Resta verificar se cada uma das acelerações máximas obtidas para cada valor de frequência e em cada caso analisado, respeitam os limites especificados pela Guideline Francesa a este respeito com vista à obter a classificação de conforto (CC), concernentes aos níveis de conforto existentes. A Tabela 8.11 contém os critérios delimitados pela referida recomendação do SÉTRA, nos três tipos de conforto predefinidos, associados a cada caso de estudo.

Tabela 8.11. – Classificação do conforto segundo a Guideline, nos diversos casos estudados.

Guideline Francesa							
f_i [Hz]	$a(t)_{máx}$ [cm/s ²] <i>Robot</i>	$a(t)_{máx}$ [cm/s ²] <i>Conforto_{máx}</i>	<i>CC</i>	$a(t)_{máx}$ [cm/s ²] <i>Conforto_{méd}</i>	<i>CC</i>	$a(t)_{máx}$ [cm/s ²] <i>Conforto_{min}</i>	<i>CC</i>
1,81	236,6	50	K.O.	100	K.O.	250	O.K.
1,98	246,5	50	K.O.	100	K.O.	250	O.K.
2,51	105,9	50	K.O.	100	K.O.	250	O.K.
2,51	1655,0	50	K.O.	100	K.O.	250	K.O.
2,52	74,6	50	K.O.	100	O.K.	250	O.K.
2,52	1166,0	50	K.O.	100	K.O.	250	K.O.

De entre várias informações úteis disponibilizadas na tabela anterior, constata-se que à medida que se usa um critério mais tolerante em relação às vibrações, mais facilmente os resultados práticos da modelação cumprem os limites requeridos. Por outro lado e no seguimento desta análise, verifica-se ainda que mesmo na situação de conforto mínimo, para ambos os casos que simulam o efeito de corrida de um peão, não se consegue garantir acelerações inferiores a 250cm/s².

O autor considera que os resultados das acelerações auferidos para a ponte pedonal estudada sob o efeito de cargas individuais que simbolicamente equivalem a acção de um peão isolado, são de um modo geral inaceitáveis, dado que para um único peão, as situações de marcha estão a tangenciar o limite do conforto mínimo e em corrida esse mesmo limite é largamente ultrapassado. Como a condição de utilização expectável para a ponte é reduzida à passagem de duas ou três pessoas em simultâneo e em andamento lento, nem o conforto mínimo será satisfeito e por este motivo, uma solução que recorresse à aplicação de TMD's, poderia eventualmente ser usada como solução ao problema de vibrações que a estrutura apresenta.

Uma outra solução consiste em aumentar a rigidez da secção transversal, situação esta que deveria ser muito bem pensada porque a alteração das frequências naturais pode não ser por si só suficiente para evitar níveis de vibração elevados. Além disso, o aumento da rigidez do tabuleiro da ponte deve ser procedido de uma forma atenciosa aos aspectos visuais e estéticos com vista a que continue a desempenhar o mesmo carácter paisagístico que na actualidade apresenta.

De forma análoga, uma breve análise aos limites detalhados por algumas normas internacionais pode ser tida em conta, admitindo para tal a mesma resposta de acelerações como as facultadas pelo programa de cálculo, e que constam na Tabela 8.10. Contudo deve-se estar consciente da incorrecta aplicação dos critérios, dado que a carga que induziu a resposta obtida foi definida segundo a Guideline, quando existem à partida em algumas normas, procedimentos exclusivos quanto à definição da acção dinâmica, tais como os casos da BS 5400 [17], ISO/10137 [25] e Bro2004 [19] (ver o Capítulo 4 para a definição das acções respectivas a cada norma).

Quer isto dizer que devido a algumas normas terem métodos próprios para a definição das suas acções dinâmicas, uma comparação efectiva entre os critérios das principais normas não pode ser efectuada com rigor, mas a ordem de grandeza dos seus limites, permitem descrever a classificação do conforto (CC) em cada situação. A Tabela 8.12 sintetiza a informação relativa aos critérios das normas internacionais, aplicados à estrutura estudada.

Tabela 8.12. – Comparação entre as acelerações fornecidas pelo programa de cálculo e os limites impostos por algumas normas internacionais.

f_i [Hz]	$a(t)_{\max}$ [cm/s ²] Robot	$a(t)$ [cm/s ²]									
		BS5400		ONT83		Bro2004		ISO/10137		EC0	
		Máx.	CC	Máx.	CC	Máx.	CC	Máx.	CC	Máx.	CC
1,81	236,6	67,27	K.O.	39,71	K.O.	70,71	K.O.	73,88	K.O.	70	K.O.
1,98	246,5	70,36	K.O.	42,59	K.O.	70,71	K.O.	71,13	K.O.	70	K.O.
2,51	105,9	79,21	K.O.	51,25	K.O.	70,71	K.O.	64,27	K.O.	70	K.O.
2,51	1655,0	79,21	K.O.	51,25	K.O.	70,71	K.O.	64,27	K.O.	70	K.O.
2,52	74,6	79,37	O.K.	51,41	K.O.	70,71	K.O.	64,20	K.O.	70	K.O.
2,52	1166,0	79,37	K.O.	51,41	K.O.	70,71	K.O.	64,20	K.O.	70	K.O.

Da análise directa dos resultados organizados na Tabela 8.12, de imediato se depreende que à excepção da BS 5400 para o efeito do segundo harmónico da marcha de um peão, todos os restantes valores não satisfazem as classificações de conforto. Paralelamente, pode-se dizer que existe uma consonância entre as diferentes normas de que a ponte pedonal junto ao edifício transparente não oferece condições conforto minimamente aceitáveis.

8.4. SITUAÇÃO DA PONTE CARREGADA

Esta nova situação definida pela Guideline Francesa, tem o propósito de avaliar as acelerações que as pontes são capazes de exibir, em termos de um modelo computacional, quando um conjunto numeroso de pessoas circula sob a mesma. É um caso dinâmico mais gravoso do que a acção de um peão isolado delimitado pela presente recomendação do SÉTRA, dado que considera os efeitos das diferentes contribuições individuais dos peões mediante a representação de cargas distribuídas na superfície da ponte e com o sentido da deformada modal.

Dado que o número de pessoas é significativo, deve-se considerar a massa destas na massa total do tabuleiro. Para esse efeito, pode-se considerar a utilização da Tabela 8.7, que considera uma densidade pedonal de 0,5 peões/m². A justificação do valor escolhido pelo autor para d prende-se com a necessidade em determinar as frequências próprias da estrutura nesta situação da Ponte Carregada, que

tem em conta a densidade referente ao caso de carga que irá predominar na avaliação dinâmica, em alternativa ao valor da densidade unitária por unidade de superfície, predefinido por esta guia.

Por outras palavras, parece evidente que se os casos de carga têm na sua especificação um valor próprio para a densidade de peões, caberá ao projectista fazer relevância desse valor de d , no cálculo das respectivas frequências naturais, do que admitir simplesmente o valor de $d = 1 \text{ peão} / \text{m}^2$.

Recorde-se que as frequências próprias se modificam muito facilmente com pequenas mudanças de massa da estrutura. Assim, a sugestão do autor para o valor de d , visa que a modelação passe a ser o mais objectiva e exacta possível.

No que respeita à selecção de uma classe para a ponte pedonal em estudo, é interessante sob o ponto de vista desta tese e conforme referido no início da modelação, o facto de logo no começo do estudo da dita ponte, o tráfego pedestre ser insignificante, mas após a abertura de estabelecimentos comerciais nas proximidades fez com que mudasse por completo essa tendência. Como é óbvio, as repercussões em termos do cálculo dinâmico são importantes, dado que inicialmente a atribuição da Classe IV seria o mais indicado, mas em face das condições actuais de carregamento, transitou para uma classe mais exigente, ou seja, é considerada como sendo da Classe III.

Quer isto dizer que, segundo a Guideline [12], a referida ponte passou de uma dispensa completa quanto à necessidade em efectuar uma avaliação dinâmica, para uma situação onde em função das gamas de risco associadas às frequências próprias, haverá necessidade em definir casos de carga específicos.

Admitindo então uma ponte pedonal da Classe III e consultando a Tabela 5.6, relativamente à linha inerente à classe escolhida, o único caso de carga possível é o caso de carga nº 1. Além disso, quando se confere a Tabela 5.7, já alusiva ao caso de carga nº 1, e relacionado com a Classe III, constata-se que a densidade a ser aceite é de $d = 0,5 \text{ peões} / \text{m}^2$. É este o procedimento que o autor considerou para estimar o valor de d .

No seguimento do raciocínio proposto, e calculadas as frequências naturais da ponte pedonal, obtiveram-se os resultados descritos na Tabela 8.13:

Tabela 8.13. – Frequências próprias da ponte em estudo na situação da Ponte Carregada.

Número de modos	Frequências Naturais da Estrutura	Deformada Modal
1	$f_1 = 1,59 \text{ Hz}$	1º Modo vertical
2	$f_2 = 1,72 \text{ Hz}$	1º Modo de torção
3	$f_3 = 2,18 \text{ Hz}$	2º Modo de torção
4	$f_4 = 2,22 \text{ Hz}$	2º Modo vertical
5	$f_5 = 3,11 \text{ Hz}$	Modo combinado longitudinal e transversal em simultâneo
6	$f_6 = 4,97 \text{ Hz}$	3º Modo de torção

Uma primeira verificação dos resultados das frequências próprias passará por constatar se estes são inferiores aos obtidos na situação da Ponte Vazia. Comparando a Tabela 8.8 com a Tabela 8.13,

verifica-se um abaixamento das frequências do primeiro para o segundo caso, o que revela uma concordância entre os resultados obtidos pelo software ROBOT, em relação à redução dos valores da frequência, tal como justificado pela teoria.

Dos resultados da Tabela 8.13 interessa frisar que, logo das seis frequências encontradas, as duas últimas não fazem intervir qualquer espécie de carregamento dinâmico, pelo facto de não serem consideradas de risco nos modos relativos às mesmas. Do mesmo modo, as frequências que fossem calculadas para os modos de vibração imediatamente posteriores, têm ordens de grandeza superiores aos 5 Hz , e como tal não foram objecto de qualquer representação. Já no que concerne às quatro primeiras frequências relativas aos modos verticais e de torção, uma avaliação dos seus valores nas gamas de risco deve ser contemplada, com vista a viabilizar as acções dinâmicas correspondentes.

Para já, seguem-se as ilustrações dos modos de vibração nas Figuras 8.18 a 8.23 em correspondência com as frequências da Tabela 8.13:

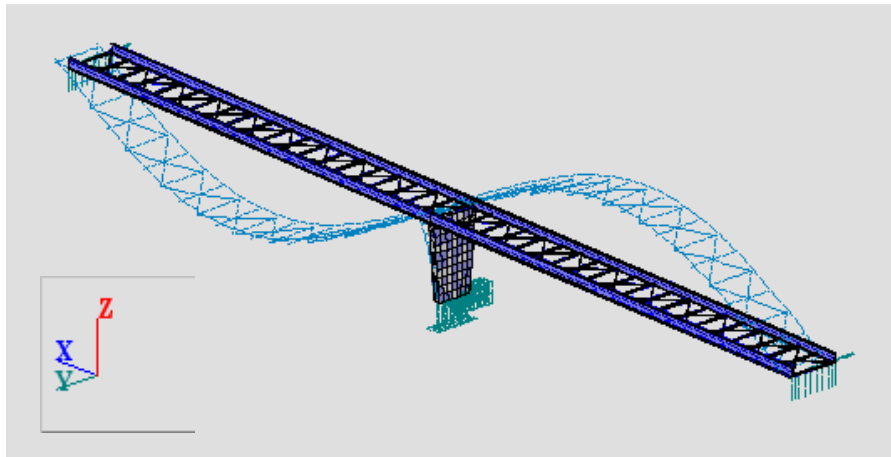


Fig.8.18. – 1º Modo vertical de vibração, $f_1 = 1,59\text{ Hz}$.

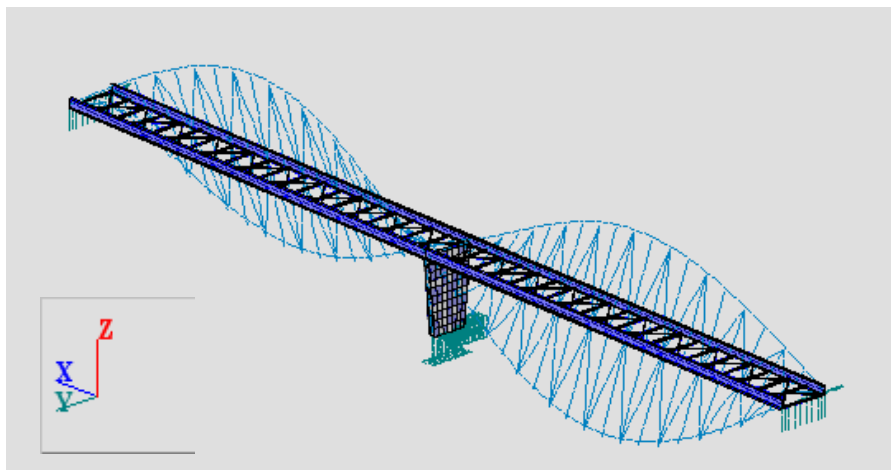


Fig.8.19. – 1º Modo de torção, $f_2 = 1,72\text{ Hz}$.

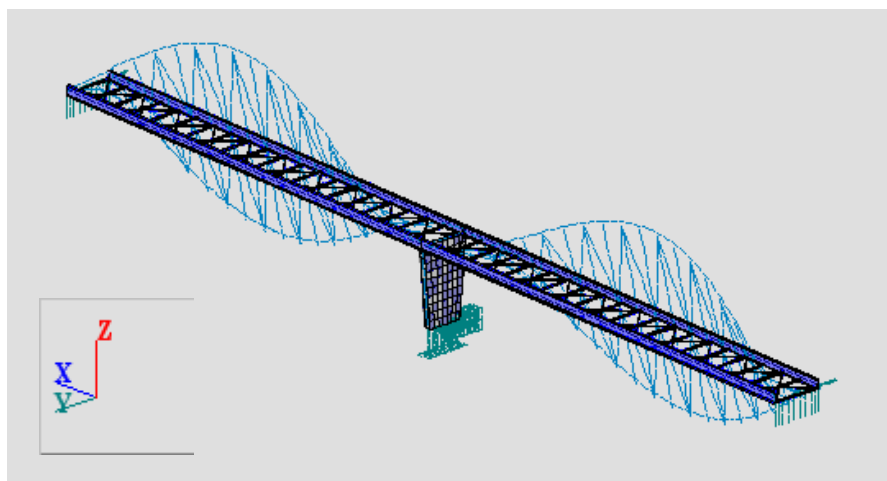


Fig.8.20. – 2º Modo de torção, $f_3 = 2,18Hz$.

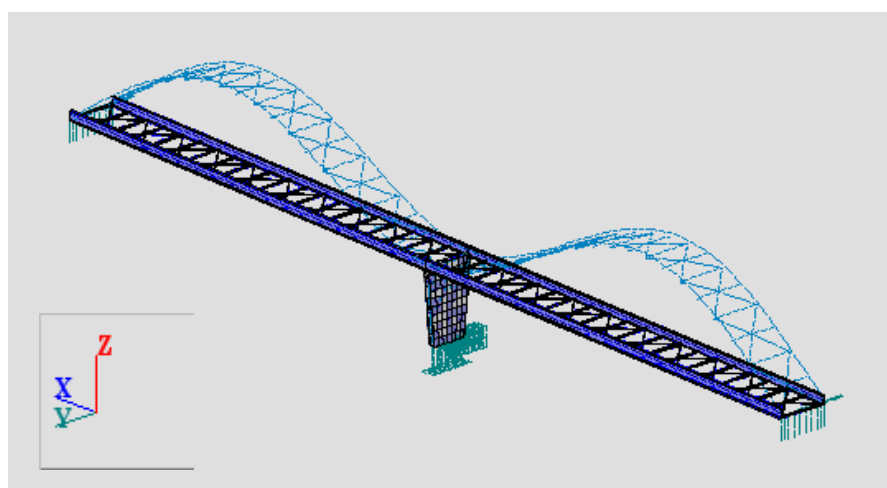


Fig.8.21. – 2º Modo vertical de vibração, $f_4 = 2,22Hz$.

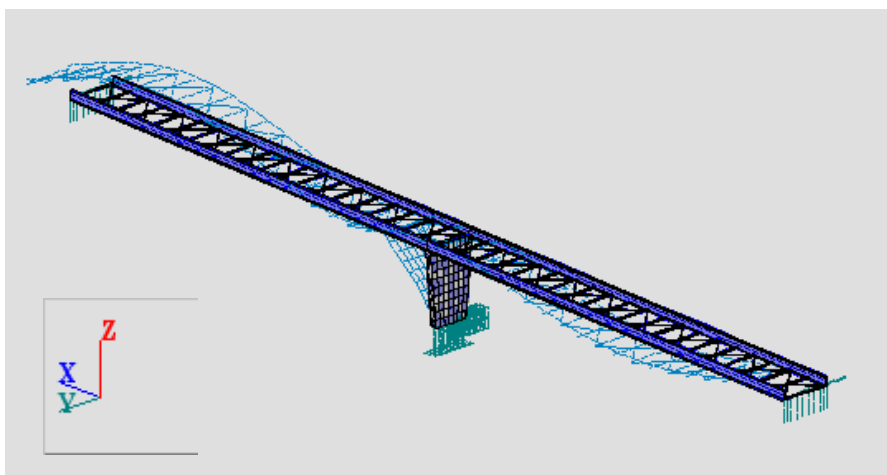
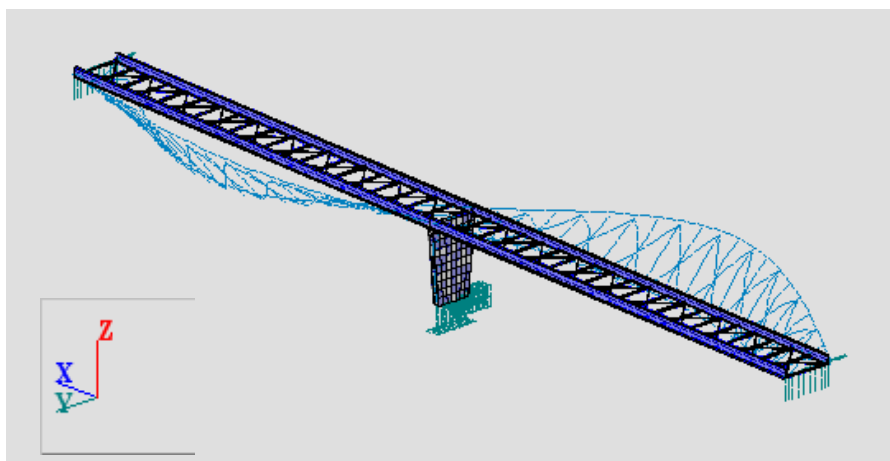


Fig.8.22. – Modo combinado longitudinal e transversal em simultâneo, $f_5 = 3,11Hz$.

Fig.8.23. – 3º Modo de torção, $f_6 = 4,97 Hz$.

A relação existente entre cada valor de frequência e a gama de risco associada em cada caso são ilustradas na Tabela 8.14, e são tecidas ainda algumas observações relativas à consideração ou não de casos de carga.

De salientar que nos casos onde é dispensado uma análise dinâmica, o autor faz a sugestão de ser considerado o caso de carga nº1, não só porque em caso de haver necessidade em aplicar uma acção dinâmica, apenas o caso de carga nº1 será examinado, mas também porque de acordo com as definições da Guideline, é o caso de carga que constitui uma acção distribuída menos gravosa. Assim, no final poder-se-á fazer uma observação quanto à metodologia proposta pela dita guia, nos casos onde esta considerou a dispensa de um cálculo dinâmico.

Tabela 8.14. – Casos de carga a serem modelados para efeitos de uma análise dinâmica.

Frequências Naturais da Estrutura	Série de risco (de acordo com A Tabela 5.4)	Observações	Caso de carga a aplicar
$f_1 = 1,59 Hz$	Gama2	O regulamento da como dispensa de análise dinâmica. O autor sugere o caso 1 para avaliar o nível de acelerações	Caso 1
$f_2 = 1,72 Hz$	Gama1	É sugerido pela Guideline o caso de carga nº 1	Caso 1
$f_3 = 2,18 Hz$	Transição entre Gama1 e Gama2	Considerar a Gama1 para associar o caso de carga nº 1	Caso 1
$f_4 = 2,22 Hz$	Gama2	O regulamento da como dispensa de análise dinâmica. O autor sugere o caso 1 para avaliar o nível de acelerações	Caso 1

Tratando-se sempre do caso de carga nº 1 em todas as situações, e visto que as acções a considerar são sempre verticais distribuídas, sintetizam-se os parâmetros gerais que clarificam melhor a definição da força geral para este estudo, em função da frequência vertical de excitação f_v , do tempo de análise t , do coeficiente de amortecimento ξ , do número de peões N_p e ainda do factor correctivo da acção ψ .

A força geral expressa em N/m^2 retirada da Tabela 5.8 para o caso vertical, tem a seguinte configuração:

$$F_v(t) = d \times 280 \times \cos(2\pi f_v t) \times 10,8 \times (\xi / N_p)^{1/2} \times \psi \quad [N/m^2]$$

Simplifica-se a expressão anterior, admitindo $d = 0,5 \text{ peões} / m^2$, e determinando o número de peões implicados, N_p que depende da superfície horizontal total da ponte e da densidade de peões.

Dado que a ponte está inclinada, vem:

$$S = 3,50 \times \sqrt{60^2 \times 3,60^2} = 210,3777 m^2$$

Donde resulta:

$$N_p = 105,2 \text{ peões}$$

O coeficiente redutor deverá ser interpolado em função da frequência, através da Figura 5.2. Na ausência de dados experimentais e tendo em conta que se trata de uma estrutura metálica, o coeficiente de amortecimento arbitrado é de 0,5%, que é próximo do valor estabelecido pela recomendação Francesa para o caso de uma estrutura em aço.

Uma vez que a força vertical irá ser aplicada sobre cada perfil IPE600, interessa converter a força vertical geral distribuída por unidade de superfície, numa componente linear. Tal é conseguido se à expressão geral for multiplicada pela largura da ponte e se dividir por dois, relativos aos dois perfis IPE600 existentes na secção transversal.

Após as simplificações anteriores, resulta para a expressão da força vertical em N/m sobre cada IPE600:

$$F_v(t) = 18,2418 \cdot \cos(2\pi f_v t) \times \psi \quad [N/m]$$

As Tabelas 8.15 e 8.16 procuram sistematizar a tipologia das acções dinâmicas que devem calculadas com o auxílio do programa de cálculo, com o intuito de indicar os resultados das acelerações em cada situação de carregamento, bem como dos limites de conforto, mediante uma classificação deste último (CC).

Refira-se ainda que em ambas as Tabelas 8.15 e 8.16, tem duas ocorrências para a frequência de 1,59 Hz, dado que o autor decidiu fazer um caso de carga adicional ao procedimento geral proposto pela Guideline, em que a acção distribuída em vez de estar na totalidade do tabuleiro, apenas é disposta sobre ambos os perfis IPE600 relativos a um único vão, para poder comparar os resultados entre si, bem como por esta ser, no entender do autor, uma situação não tão gravosa como o que é aconselhado pela recomendação do SÉTRA, adequando-se mais à realidade do que será um carregamento de um grupo de peões.

Tabela 8.15. – Acções dinâmicas consideradas para a modelação da Ponte Carregada e respectivos resultados.

Casos de estudo	Frequências Naturais	ψ	Força individual a aplicar sobre cada perfil IPE600 [N/m]	Nó crítico	$u(t)_{máx}$ [cm] <i>Robot</i>	$a(t)_{máx}$ [cm/s ²] <i>Robot</i>
1	$f_1 = 1,59\text{Hz}$	0,94	$F_1(t) = 17,1473 \cdot \cos(10,00 \cdot t)$	1530	7,3037	728,7
2 ⁽⁷⁾	$f_1 = 1,59\text{Hz}$	1,0	$F_2(t) = 17,1473 \cdot \cos(10,00 \cdot t)$	1530	3,6999	369,1
3	$f_2 = 1,72\text{Hz}$	1,0	$F_3(t) = 18,2418 \cdot \cos(10,82 \cdot t)$	1484	6,7313	788,1
4	$f_3 = 2,18\text{Hz}$	1,0	$F_4(t) = 18,2418 \cdot \cos(13,72 \cdot t)$	40	4,1593	782,9
5	$f_4 = 2,22\text{Hz}$	0,76	$F_5(t) = 13,8637 \cdot \cos(13,95 \cdot t)$	954	3.3817	658,1

Tabela 8.16. – Avaliação da resposta máxima na modelação da Ponte Carregada quanto aos critérios limites.

Frequências Naturais	$a(t)_{máx}$ [cm/s ²] <i>Robot</i>	$a(t)_{máx}$ [cm/s ²] <i>Conforto_{máx}</i>	CC	$a(t)_{máx}$ [cm/s ²] <i>Conforto_{méd}</i>	CC	$a(t)_{máx}$ [cm/s ²] <i>Conforto_{min}</i>	CC
$f_1 = 1,59\text{Hz}$	728,7	50	K.O.	100	K.O.	250	K.O.
$f_1 = 1,59\text{Hz}$	369,1	50	K.O.	100	K.O.	250	K.O.
$f_2 = 1,72\text{Hz}$	788,1	50	K.O.	100	K.O.	250	K.O.
$f_3 = 2,18\text{Hz}$	782,9	50	K.O.	100	K.O.	250	K.O.
$f_4 = 2,22\text{Hz}$	658,1	50	K.O.	100	K.O.	250	K.O.

As ilustrações das cargas definidas na tabela anterior são de imediato representadas nas Figuras 8.24 a 8.30, para esclarecimento do leitor quanto à configuração de aplicação de cada uma. Atenda-se que o sentido das acções é aquele que induz uma deformada na estrutura, de tal forma que seja equivalente à deformada modal relativa à frequência em estudo. Indica-se ainda que estas mesmas figuras sejam comparadas com as Figuras 8.18 a 8.23, de forma a entender melhor a filosofia pretendida.

⁽⁷⁾ Este caso de carga sugerido pelo autor é apenas aplicado num vão da ponte (ver Figura 8.25 para melhor compreensão).

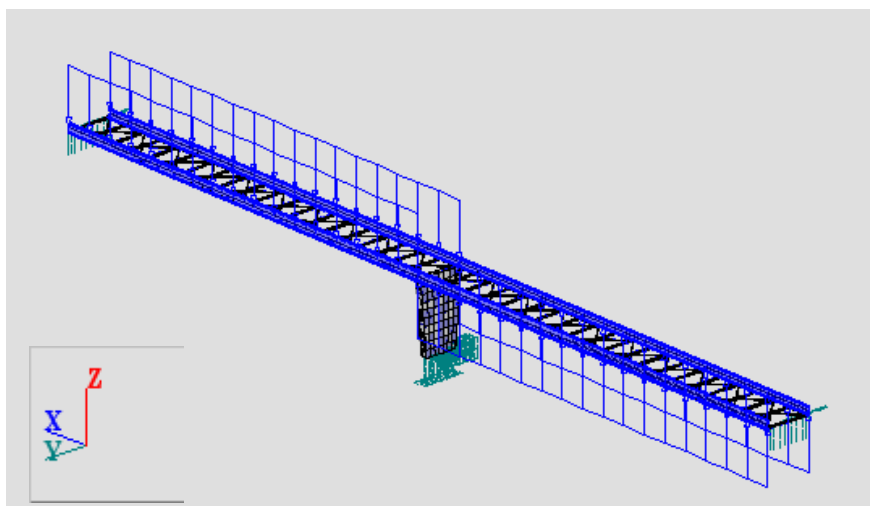


Fig.8.24. – Disposição gráfica da acção distribuída $F_1(t) = 17,1473 \cdot \cos(10,00 \cdot t)$ $[N/m]$.

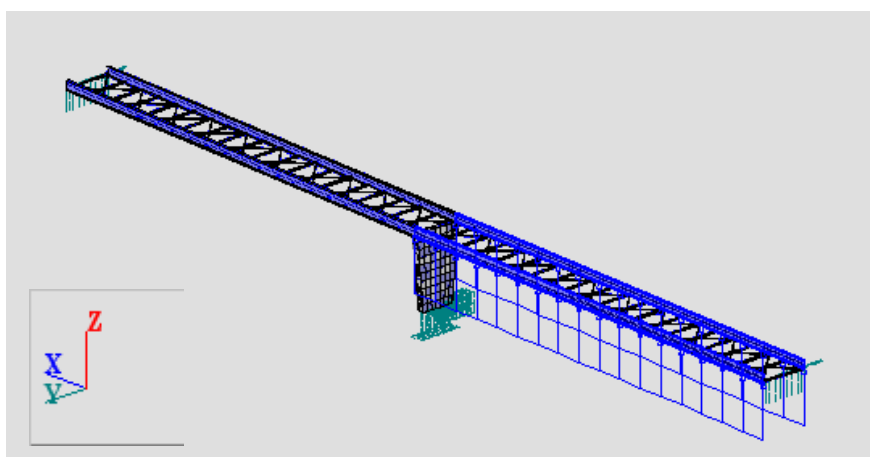


Fig.8.25. – Disposição gráfica da acção distribuída $F_2(t) = 17,1473 \cdot \cos(10,00 \cdot t)$ $[N/m]$.

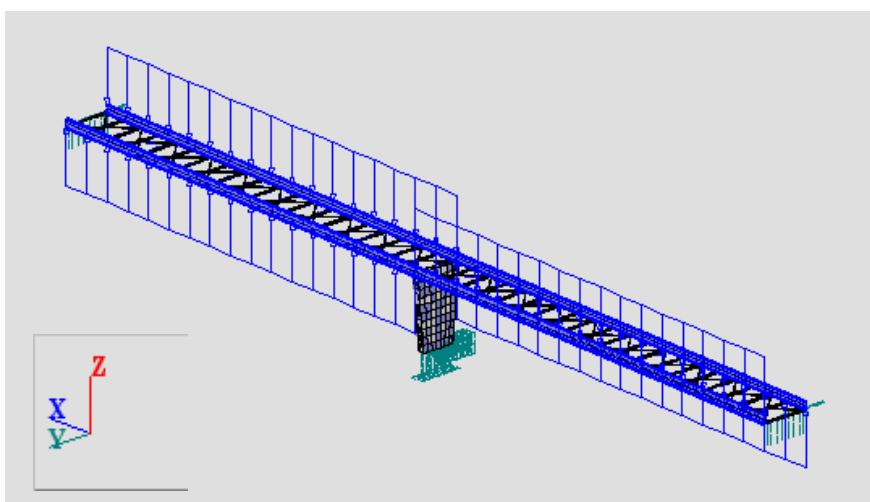


Fig.8.26. – Disposição gráfica da acção distribuída $F_3(t) = 18,2418 \cdot \cos(10,82 \cdot t)$ $[N/m]$.

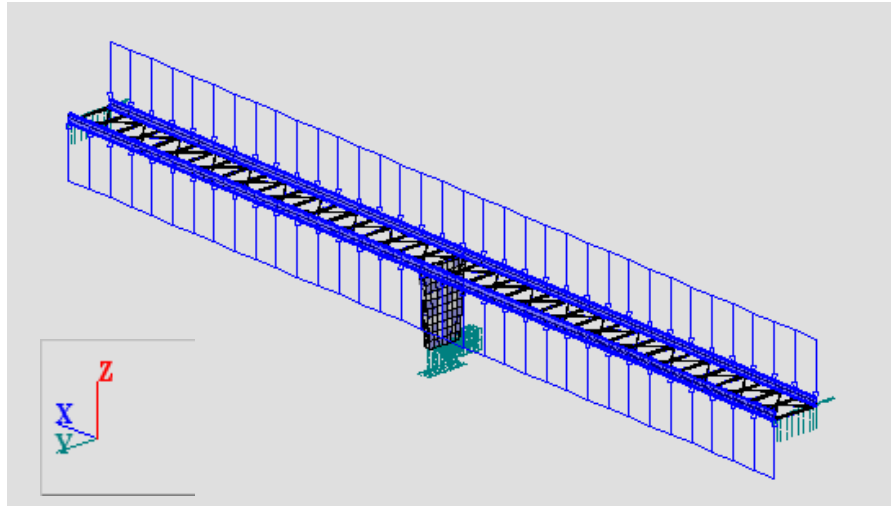


Fig.8.27. – Disposição gráfica da acção distribuída $F_4(t) = 18,2418 \cdot \cos(13,72 \cdot t)$ $[N / m]$.

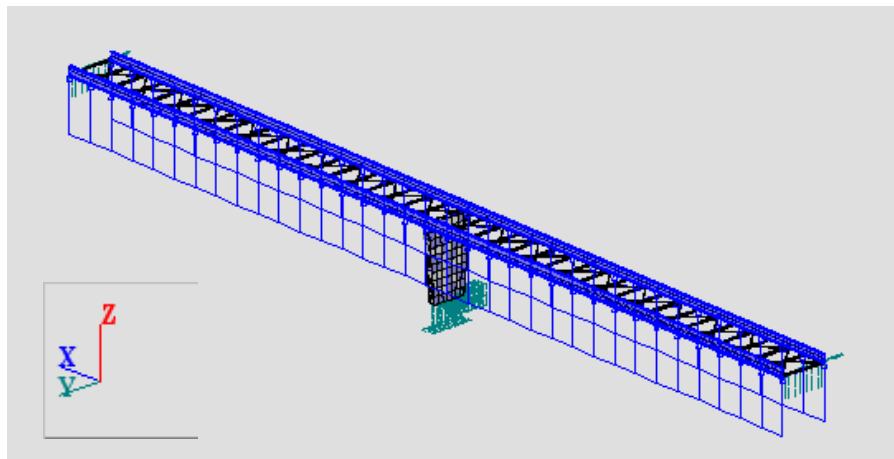


Fig.8.28. – Disposição gráfica da acção distribuída $F_5(t) = 13,8637 \cdot \cos(13,95 \cdot t)$ $[N / m]$.

Os resultados que derivam da análise dinâmica ensaiada têm por base um tempo total de integração numérica de 100s, e o intervalo mínimo de integração Δt foi determinado pela expressão 8.12 e é igual a 0,03s. Realce-se que o ROBOT recorre por definição ao kN como unidade de força e visto que as forças representadas na Tabela 8.15 estão expressas em N , então deve-se afectar estas de um factor correctivo, ou configurar de modo conveniente, as definições do software.

Note-se que há contudo uma pequena diferença na configuração das acções distribuídas para a presente situação da Ponte Carregada, relativamente às expressões das acções individuais da Ponte Vazia. A disparidade mencionada consiste no factor trigonométrico que cada uma considera para a modelação da força, donde resulta que para a Ponte Carregada é usado o co-seno ($\cos(\bar{w} \cdot t)$) enquanto que o termo seno ($\sin(\bar{w} \cdot t)$) está associado à situação da Ponte Vazia.

Saliente-se que as acelerações alcançadas através do software de cálculo são muito elevadas, excedendo qualquer limite de conforto proposto pela Guideline. As cargas distribuídas revelaram ser muito mais gravosas do que se pensava, e os níveis vibratórios da ponte acabam por ser muito

superiores aos limites estabelecidos para a aceleração máxima de 250cm/s^2 , acima do qual segundo a mesma recomendação francesa, é intolerável admitir em qualquer projecto estrutural.

Mais importante ainda é constatar que a maioria das acelerações medidas pertencem a casos de carga que eram dispensados pela Guideline Francesa e que foram determinados propositadamente pelo autor para validar o procedimento proposto por esta Guia Metológica.

Parece óbvio que a metodologia proposta pela Guideline não ostenta um cuidado especial, na relação existente entre a grandeza das forças sugeridas, e a necessidade em definir casos de carga. Tratando-se de uma recomendação recente e ainda em fase inicial de aplicação, denota-se uma falha quanto aos casos de carga existentes serem em número reduzido (apenas três), bem como quando estes são modelados, têm efeitos muito graves. Quer isto dizer que há uma transição muito abrupta entre a condição satisfatória de dispensa, e a necessidade em definir um caso de carga que depois se revela ser originador de um nível de vibrações incontrolável.

Além disso, o procedimento abordado pela Guideline em pontes pedonais é discutível, na própria definição de uma carga distribuída em pontes cujo tráfego pedonal seja muito reduzido, pois não será de esquecer que o controlo das acelerações constitui um estado de serviço (ELS).

Deste modo, dever-se-ia à partida fazer uma discretização das classes das pontes em maior número, contabilizando se possível o número de peões presentes sobre a ponte, para depois seleccionar criteriosamente a classe mais indicada. A recomendação técnica deveria conceber uma gama de acções específica da situação provável do efeito dos peões, como sejam cargas dinâmicas individuais em classes ligadas a pouco tráfego, cargas dinâmicas distribuídas até uma dada extensão em situações de uma afluência pedonal algo expressiva, e finalmente as cargas dinâmicas como as que estão actualmente presentes, para as classes que comportem um trânsito pedestre deveras importante.

Tal como sugerido na avaliação da situação da Ponte Vazia, os resultados para as acelerações neste caso da Ponte Carregada indicam a necessidade em implementar também TMD's de forma a reduzir os níveis de vibrações experimentados.

8.5. VERIFICAÇÕES AOS ELS

8.5.1. VERIFICAÇÃO AOS ELS SEGUNDO UMA ABORDAGEM CLÁSSICA

Em qualquer projecto de uma ponte, é requerido um estudo do desempenho da estrutura nas condições normais de utilização previsíveis para a mesma. Denominando-se por estudo clássico, esta análise deve ser efectuada em função das especificações das normas relativas às condições de carregamentos estáticos no país onde irá ser implementada a obra.

Resumidamente existem dois tipos de verificações necessárias de efectuar numa ponte metálica, para salvaguardar boas condições de desempenho estrutural durante a utilização diária da ponte. Salientam-se o controlo de tensões em serviço, bem como o controlo das deformações para as acções usuais deste estado limite.

Assim, e dado não haver qualquer limitação das deformações na regulamentação portuguesa, seguir-se-ão os critérios da AASHTO [45], nos quais o deslocamento vertical máximo é restringido a um valor, consoante cada um dos seguintes cenários:

- $\delta_{Máx} \leq L/800$, nas pontes rodoviárias em geral;
- $\delta_{Máx} \leq L/1000$, nas pontes urbanas com peões.

onde

L é o comprimento do vão livre entre apoios consecutivos, expresso em metros.

A metodologia de verificação baseia-se em calcular a flecha correspondente à actuação exclusiva da sobrecarga, na combinação frequente de acções e comparar com o limite correspondente. O procedimento descrito, apesar de parecer simples, tem em conta uma série de fenómenos curiosos, onde se fazem intervir por exemplo o efeito de aplicação de uma contra-flecha, que pretende anular o deslocamento devido ao carregamento das acções permanentes. Isto significa que, o deslocamento residual resultante de fazer intervir todos os efeitos considerados acaba por sucumbir à simplificação inicialmente assinalada.

Dando início ao processo de verificação da flecha na combinação frequente, pode-se determinar qual será o valor da carga distribuída a posicionar sobre cada perfil IPE600.

Para isso, deve-se atender que a carga variável considerada Q é a que se obtém do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) [46], relativamente a passadiços e que assume um valor de $4kN/m^2$. A conversão desta carga distribuída por unidade de superfície para duas acções distribuídas posicionadas sobre os perfis metálicos IPE600 resulta de fazer o cálculo das áreas de influência que cada perfil suporta, obtendo-se um valor de $7kN/m$.

Dado que a combinação frequente recorre ao coeficiente redutor ψ_1 (definido na Tabela 8.37 para a acção variável Q), a acção final a aplicar na modelação da ponte será de $2,1kN/m$. É evidente que a alternância de cargas é uma solução que deve ser pensada, em principal porque a ponte é constituída por dois tramos. Sendo assim, dois casos de cargas serão suficientes para representar a envolvente de deslocamentos, um primeiro que contenha a carga na totalidade da ponte, e um outro de carácter parcial, onde apenas um tramo esteja sujeito à carga distribuída. De seguida são apresentadas duas imagens elucidativas dos carregamentos efectuados, bem como da resposta da estrutura em cada situação:

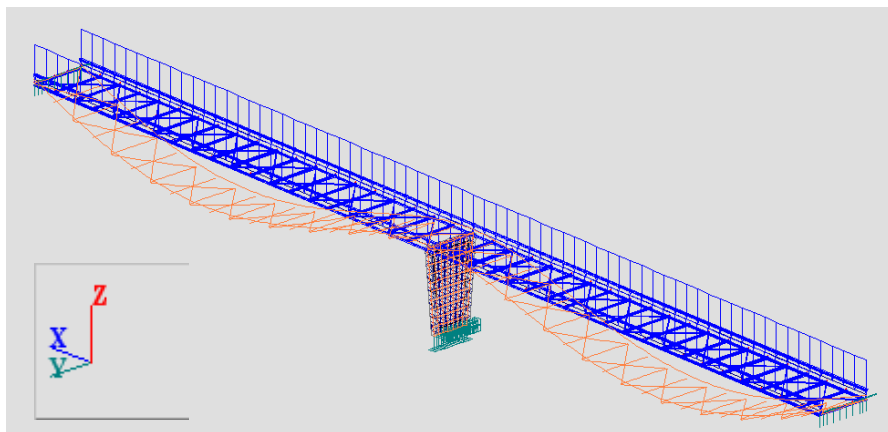


Fig.8.29. – Carregamento total da ponte com $2,1kN/m$ para avaliação da flecha máxima em serviço.

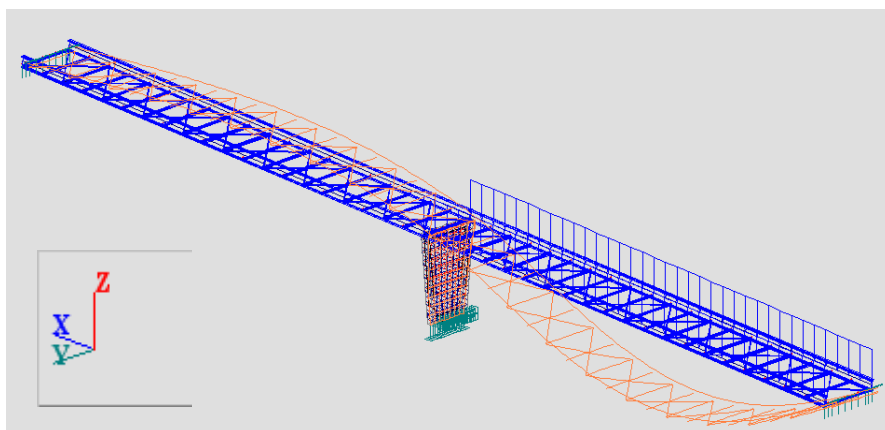


Fig.8.30. – Carregamento parcial da ponte com 2,1kN/m para avaliação da flecha máxima em serviço.

Os resultados dos carregamentos anteriores assim como os respectivos limites de controlo adoptados para a verificação das deformações encontram-se expressos na Tabela 8.17:

Tabela 8.17. – Flechas máximas e respectiva verificação dos limites máximos estabelecidos.

Resultados	Numéricos	Critérios Limites ($L = 30m$)			
		$L/800$	Verificação	$L/1000$	Verificação
Combinações	Flecha (m) (Robot)				
Carregamento Total	0,04976	0,0375	K.O.	0,030	K.O.
Carregamento Parcial	0,07038	0,0375	K.O.	0,030	K.O.

Da tabela anterior pode-se concluir que as deformações devidas a um carregamento parcial são mais elevadas do que quando a totalidade da ponte se encontra submetida ao mesmo carregamento.

Porém o resultado mais importante que a Tabela 8.17 revela é o facto de não ser satisfeita qualquer uma das verificações das flechas máximas admissíveis em qualquer combinação de carga. Quer isto dizer que a ponte pedonal deveria ser reforçada, ou logo à partida devia ter sido escolhida uma solução por exemplo em arco que cumprisse os critérios regulamentares mencionados.

O controlo das tensões em serviço para a estrutura metálica pode ser encarada como satisfatório, para tal basta ter em consideração que as cargas variáveis definidas para este estado limite são atenuadas por um coeficiente redutor, ao passo que no ELU são majoradas. Ora se para o ELU a ponte se encontra em segurança (tal como demonstrado mais adiante neste documento no sub capítulo 8.6.2), apelando ao raciocínio dedutivo, então na situação de um ELS onde se considera apenas as acções estáticas, também será satisfeita a mesma condição limite para o controlo de tensões.

Uma abordagem de acordo com o Eurocódigo 3 [47] podia ser levada a cabo, no entanto devido ao momento presente ser um período de transição, e na actual circunstância do Eurocódigo 3 [47] disponível não contemplar uma versão específica de aplicação ao território nacional, o autor entendeu por bem proceder as verificações ao ELS segundo uma análise clássica de uma forma mais simplificada, tal como foi apresentado.

8.5.2. VERIFICAÇÃO AOS ELS ESPECÍFICO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

Uma vez determinadas as acelerações nos casos correspondentes às situações da Ponte Vazia e Carregada, interessa conhecer os momentos dinâmicos induzidos por cada acção que foi definida, em ambos os casos anteriores.

Contudo é importante perceber que o peso próprio da estrutura constitui estaticamente uma deformada, em correspondência directa com um diagrama de momentos estáticos, que devem ser adicionados aos momentos provenientes da acção dinâmica. Isto acontece porque o ROBOT calcula as acções separadamente, cabendo portanto ao utilizador, compatibilizar ambos os efeitos.

Finalmente, a partir dos esforços de flexão obtidos para o efeito individual de cada acção, determina-se a envolvente de esforços finais onde figuram os momentos máximos registados para os ELS. A razão da determinação desta envolvente visa avaliar o desempenho estrutural nas condições de utilização, ao mesmo tempo que permitem a posteriori, a comparação destes com os esforços relativos aos ELU.

O procedimento adoptado nesta tese de forma a simplificar esta abordagem passa por apresentar os momentos flectores nas secções críticas da estrutura, dispondo os resultados em tabelas. Repare-se que dado o carácter sinusoidal da força, os esforços nas secções consideradas têm sucessivas alternâncias de sinal, pelo que por simplificação serão apresentados apenas em valores positivos. Todavia, como os momentos flectores associados à componente estática do carregamento ostentam um sinal característico em cada secção, então na adição das componentes dinâmicas às componentes estáticas, deve-se ter em conta o sinal da parcela dinâmica que tende a dilatar a componente estática e não o contrário.

De seguida é ilustrado uma figura que contém as secções críticas da ponte pedonal em estudo. Uma vez que os perfis IPE600 constituem a capacidade resistente à flexão da estrutura, é neles que recai esta análise. É por isso que na mesma figura são detalhadas as secções críticas dos vãos (A) e junto ao apoio central (B), em cada um dos perfis IPE600 numerados de 1 a 4.

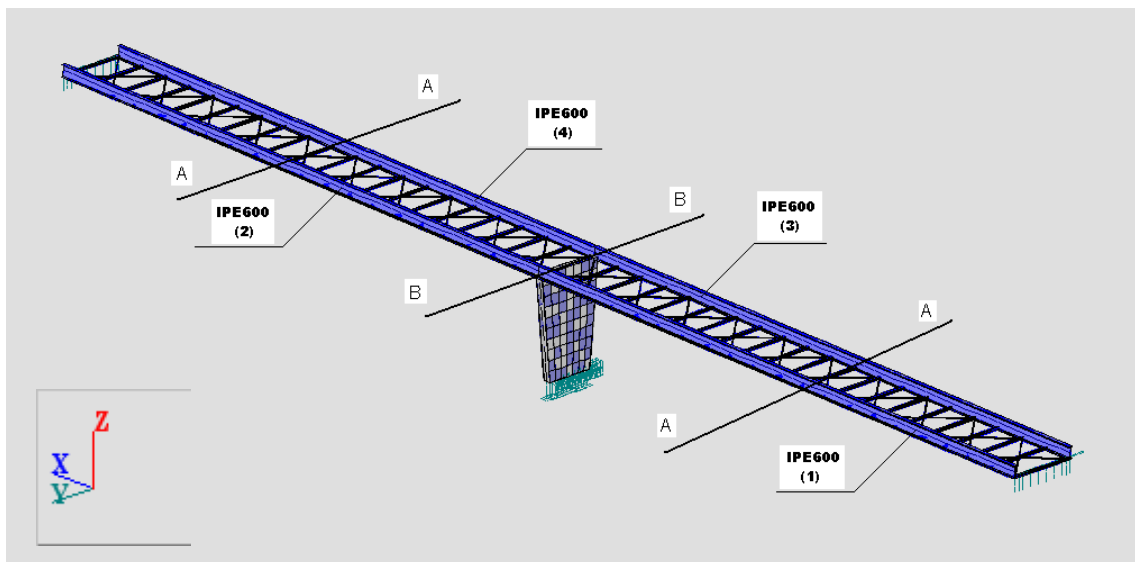


Fig.8.31. – Secções críticas (A) e (B) em cada um dos quatro perfis IPE600.

Procurando manter a mesma lógica presumida pelo autor, a densidade de peões a considerar na situação da Ponte Carregada para a verificação aos ELS é de $0,5 \text{ peões/m}^2$, em oposição ao valor predefinido pela guia de 1 peão/m^2 . Para a Ponte Vazia, o peso das nervuras bem como do painel de

madeira têm de ser contabilizados na análise, à semelhança do que foi realizado na determinação das acelerações.

8.5.2.1. PONTE VAZIA

Os momentos resultantes da acção estática do carregamento, tendo portanto um sinal, são os que constam na Tabela 8.18. De assinalar que a convenção nesta tese usada para o sinal do diagrama de momentos é a mesma que é considerada pela *Resistência dos Materiais*, onde um momento positivo é aquele que tracciona as fibras inferiores e comprime as fibras superiores.

Ainda compete referir que os momentos registados têm dependência na direcção em que é solicitado o respectivo plano de flexão, donde resultam M_x^j , M_y^j e M_z^j , relativas à secção j em estudo, e à cada direcção considerada, como seria de esperar. Esta observação aplica-se não apenas na tabela seguinte do carregamento estático, mas também nas tabelas subsequentes relacionadas com o carregamento dinâmico.

Tabela 8.18. – Momentos flectores devidos ao carregamento estático da Ponte Vazia.

	<i>Momentos</i>		<i>Flectores</i>		$[kN \cdot m]$	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)		
M_x^A	0	0	0	0		
M_x^B	0	0	0	0		
M_y^A	132,13	132,14	132,13	132,14		
M_y^B	-235,12	-235,12	-235,12	-235,12		
M_z^A	0	0	0	0		
M_z^B	0	0	0	0		

Relativamente aos momentos oriundos das acções dinâmicas, são definidas as Tabelas 8.19 a 8.24, patenteando em cada caso a força e a frequência avaliada.

Tabela 8.19. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 1º caso analisado.

1º Caso : $f_1 = 1,81Hz$				
$F_1 = 0,320 \cdot \sin(11,36t)$		$[kN]$	$Nó : 2355$	
	<i>Momentos</i>	<i>Flectores</i>	$[kN \cdot m]$	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	14,14	14,14	14,14	14,14
M_y^B	14,14	14,14	14,14	14,14
M_z^A	1,24	1,24	1,24	1,24
M_z^B	1,24	1,24	1,24	1,24

Tabela 8.20. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 2º caso analisado.

2º Caso : $f_2 = 1,98\text{Hz}$				
$F_2 = 0,320 \cdot \sin(12,44t)$ [kN]			Nó : 1529	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	24,46	24,46	53,62	53,62
M_y^B	24,46	24,46	53,62	53,62
M_z^A	0,93	0,93	0,93	0,93
M_z^B	0,93	0,93	0,93	0,93

Tabela 8.21. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 3º caso analisado.

3º Caso : $f_3 = 2,51\text{Hz}$ (marcha)				
$F_3 = 0,080 \cdot \sin(15,77t)$ [kN]			Nó : 40	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	7,90	7,90	17,63	17,63
M_y^B	7,90	7,90	17,63	17,63
M_z^A	0,21	0,21	0,20	0,20
M_z^B	0,21	0,21	0,20	0,20

Tabela 8.22. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 4º caso analisado.

4º Caso : $f_4 = 2,51\text{Hz}$ (corrida)				
$F_4 = 1,250 \cdot \sin(15,77t)$ [kN]			Nó : 40	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	123,03	123,03	275,48	275,48
M_y^B	123,03	123,03	275,48	275,48
M_z^A	3,32	3,32	3,01	3,01
M_z^B	3,32	3,32	3,01	3,01

Tabela 8.23. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 5º caso analisado.

5º Caso : $f_5 = 2,52\text{Hz}$ (marcha)				
$F_5 = 0,08 \cdot \sin(15,86t)$ [kN]			Nó : 954	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	11,86	11,86	11,86	11,86
M_y^B	11,86	11,86	11,86	11,86
M_z^A	0,06	0,06	0,06	0,06
M_z^B	0,06	0,06	0,06	0,06

Tabela 8.24. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 6º caso analisado.

6º Caso : $f_6 = 2,52\text{Hz}$ (corrida)				
$F_6 = 1,250 \cdot \sin(15,86t)$ [kN]			Nó : 954	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	185,24	185,24	185,24	185,24
M_y^B	185,24	185,24	185,24	185,24
M_z^A	0,94	0,94	0,94	0,94
M_z^B	0,94	0,94	0,94	0,94

A envolvente de esforços nesta situação da Ponte Vazia é conseguida, adicionando os momentos flectores dinâmicos com os estáticos, com o devido sinal, conforme estabelecido logo no início desta abordagem, resultando por isso a Tabela 8.25:

Tabela 8.25. – Envolvente final dos momentos flectores na situação da Ponte Vazia.

Envolvente Final				
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	407,61	407,61	407,61	407,61
M_y^B	-510,60	-510,60	-510,60	-510,60
M_z^A	3,32	3,32	3,32	3,32
M_z^B	3,32	3,32	3,32	3,32

Refira-se que nas situações dinâmicas de torção apenas foi efectuado um procedimento de análise num único nó do perfil IPE600, em quatro nós possíveis, dado a ponte ser aproximadamente simétrica. Este facto alerta para a alternância dos momentos flectores máximos obtidos para os IPE600, tal como foi considerado ao preencher a Tabela 8.25 relativa à envolvente final.

8.5.2.2. PONTE CARREGADA

Do mesmo modo que a situação anteriormente analisada, logo de início é colocada a tabela de momentos flectores referentes às cargas estáticas e seguidamente são dispostas as tabelas relativas aos esforços dinâmicos.

Recorde-se que a Figura 8.31 continua a ser válida na abordagem proposta para a apresentação dos esforços sob a forma de tabela.

Tabela 8.26. – Momentos flectores devidos ao carregamento estático da Ponte Carregada ($d = 0,5 \text{ peões} / \text{m}^2$).

	<i>Momentos</i>		<i>Flectores</i>		$[\text{kN} \cdot \text{m}]$
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)	
M_x^A	0	0	0	0	
M_x^B	0	0	0	0	
M_y^A	170,75	170,77	170,75	170,77	
M_y^B	- 303,82	- 303,82	- 303,82	- 303,82	
M_z^A	0	0	0	0	
M_z^B	0	0	0	0	

Tabela 8.27. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 1º caso analisado.

1º Caso : $f_1 = 1,59Hz$ (carga total)				
$F_1 = 17,1473 \cdot \sin(10,00t)$	[N]	Acção	distribuída	(Fig.8.24)
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	56,66	56,66	56,66	56,66
M_y^B	56,66	56,66	56,66	56,66
M_z^A	4,96	4,96	4,96	4,96
M_z^B	4,97	4,97	4,97	4,97

Tabela 8.28. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 2º caso analisado.

2º Caso : $f_1 = 1,59\text{Hz}$ (metade da carga)				
$F_2 = 17,1473 \cdot \sin(10,00t)$ [N]	Acção		distribuída (Fig.8.25)	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	28,76	28,76	28,76	28,76
M_y^B	28,75	28,75	28,75	28,75
M_z^A	2,52	2,52	2,52	2,52
M_z^B	2,52	2,52	2,52	2,52

Tabela 8.29. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 3º caso analisado.

3º Caso : $f_2 = 1,72\text{Hz}$				
$F_3 = 18,2418 \cdot \sin(10,82t)$ [N]	Acção		distribuída (Fig.8.26)	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	103,06	103,06	103,06	103,06
M_y^B	103,06	103,06	103,06	103,06
M_z^A	3,79	3,79	3,79	3,79
M_z^B	3,79	3,79	3,79	3,79

Tabela 8.30. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 4º caso analisado.

4º Caso : $f_3 = 2,18\text{Hz}$				
$F_4 = 18,2418 \cdot \sin(13,72t)$ [N]	Acção		distribuída (Fig.8.27)	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	173,06	173,06	173,06	173,06
M_y^B	173,06	173,06	173,06	173,06
M_z^A	3,23	3,23	3,23	3,23
M_z^B	3,23	3,23	3,23	3,23

Tabela 8.31. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 5º caso analisado.

<i>5º Caso : $f_4 = 2,22\text{Hz}$</i>				
$F_4 = 13,8637 \cdot \sin(13,95t)$	[N]	Acção	distribuída	(Fig.8.28)
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	135,73	135,73	135,73	135,73
M_y^B	135,73	135,73	135,73	135,73
M_z^A	0,63	0,63	0,63	0,63
M_z^B	0,63	0,63	0,63	0,63

Analisando os momentos flectores estáticos e dinâmicos precedentes, e dotando ainda estes últimos do respectivo sinal, surge a envolvente final para a situação da Ponte Carregada:

Tabela 8.32. – Envolvente final dos momentos flectores na situação da Ponte Carregada.

<i>Envolvente Final</i>				
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	343,81	343,83	343,81	343,83
M_y^B	- 476,88	- 476,88	- 476,88	- 476,88
M_z^A	4,96	4,96	4,96	4,96
M_z^B	4,97	4,97	4,97	4,97

8.5.3. CÁLCULO DAS TENSÕES NORMAIS NO ELS

Os resultados das envolventes são muito importantes pois permitem quantificar de forma aproximada, o estado de tensão que a ponte apresenta nas condições de serviço, tendo em conta não só a contribuição das pessoas sobre o peso do tabuleiro, mas também porque ao mesmo tempo fazem intervir os esforços dinâmicos que advêm da passagem dos peões.

Sendo assim, um cálculo do controlo de tensões pode ser levado a cabo, admitindo que os perfis IPE600 constituem a componente resistente à flexão do tabuleiro da estrutura. Aplicando a expressão geral do cálculo de tensões normais, tendo por base as envolventes das situações da Ponte Vazia e Carregada, obtêm-se os valores que figuram na Tabela 8.33:

Tabela 8.33. – Tensões normais máximas estimadas para a direcção y , nas condições de serviço.

$\sigma_i = \frac{M_i}{I_i} \times d_i \Rightarrow \text{Tensão Normal na direcção } i$			
$I_y = 0,001841668m^4$			
$d_y = 0,30m$			
Ponte Vazia		Ponte Carregada	
$M_y^{máx} [kN / m]$	$\sigma_y^{máx} [MPa]$	$M_y^{máx} [kN / m]$	$\sigma_y^{máx} [MPa]$
407,61	66,4	343,83	56,0
-510,60	83,2	- 476,88	77,7

Saliente-se que para a direcção x não foram calculadas quaisquer tensões pelo facto dos momentos serem nulos, o que conduz automaticamente a tensões nulas. No que compete à direcção z , também não foi feita uma determinação de tensões normais, pelo simples facto de não se tratar de uma situação tão gravosa como a que é descrita para a direcção y . Se por um lado os momentos actuantes na direcção z são muito inferiores aos da direcção y , por outro a inércia segundo z é extremamente superior à inércia assinalada para y .

Quanto a abordagem das tensões máximas calculadas, é de realçar que a situação da Ponte Vazia apresenta os resultados mais elevados registados, se analisadas ambas as envolventes relativas às situações da Ponte Vazia e Carregada. Isto acontece porque apesar da Ponte Vazia comportar momentos flectores inferiores aos da Ponte Carregada na maior parte dos casos estudados, a situação de corrida surge como uma situação verdadeiramente crítica e que inverte o cenário teoricamente esperado. No que concerne às acelerações, é novamente verificado que os valores máximos ocorrem para a Ponte Vazia ao contrário do que era inicialmente previsível que ocorresse. A justificação é exactamente a mesma, isto é, as situações de corrida vêm contrariar os efeitos originalmente expectáveis. Esta será uma ressalva que deve ficar registada, visto que o caso da acção dinâmica relativa à uma situação de corrida de um peão apresenta em simultâneo, como não havia deixar de ser, as acelerações e tensões máximas instaladas na ponte modelada, depois de analisados todos os casos de carga dinâmicos.

Pode-se explicar o sucedido através das amplitudes totais das acções que foram tidas em conta em cada situação. De facto, apesar de parecer que a carga distribuída é muito mais severa, transformando-a numa componente unitária, constata-se que o seu valor é inferior ao que foi impingido para a carga individual da corrida inerente à situação da Ponte Vazia. Do mesmo modo verifica-se que o somatório da acção distribuída é superior aos casos da marcha individual de um peão, simulada através de uma carga concentrada, motivo pelo qual a carga distribuída contempla acelerações e tensões mais elevadas do que esta acção pontual.

Tratando-se toda a estrutura metálica como se tivesse as características de um Fe510, cuja tensão de cedência é de 355MPa, pode-se afirmar que o tabuleiro estará seguro em face dos resultados das combinações de serviço dinâmico estudadas.

De seguida proceder-se-á à verificação dos ELU, mediante o recurso ao cálculo das tensões normais. Será de todo o interesse efectuar uma comparação entre as tensões obtidas em regime de serviço e no ELU.

8.6. VERIFICAÇÃO AOS ELU

À semelhança do estudo quanto às condições de utilização (ELS), para os ELU esta mesma filosofia revela-se deveras interessante pois permite averiguar não só se a estrutura estará bem dimensionada em face das solicitações de cálculo, mas também para comparar com os esforços resultantes dos carregamentos segundo a metodologia dinâmica.

Contudo, tratando-se de um estudo comparativo, onde apenas importa conhecer a ordem de grandeza dos esforços medidos, no contexto desta tese pode-se dizer que a análise clássica aos ELU aqui idealizada é muito simplista, considerando apenas as acções de cálculo mais relevantes para a estrutura, e alertando o leitor de que um procedimento mais geral deveria ser realizado.

8.6.1. AVALIAÇÃO DO ELU ESPECÍFICO DE UMA ANÁLISE CLÁSSICA

Um dos objectivos da avaliação dos ELU segundo uma análise clássica, será examinar se as tensões neste estado limite, nas diversas combinações de acções, não excedem a tensão de cedência de cálculo do material.

As acções consideradas para além do peso próprio da estrutura, G_k , são a sobrecarga do tabuleiro associada aos peões Q , e a acção horizontal do vento V , sendo esta última incidente em toda a extensão dos perfis IPE600 do tabuleiro. Saliente-se que as acções G_k e Q são regidas pela direcção vertical \vec{e}_z , enquanto que o vento é horizontal \vec{e}_y , e por isso serão afectadas dos respectivos versores.

Quanto às restantes acções como a acção da temperatura, seja esta uniforme ou diferencial, a acção da neve, ou o caso particular da acção sísmica, não foram tidas em conta na análise porque o seu contributo era pouco relevante no agravamento dos esforços no primeiro caso, por ser desprezável em face das condições de localização para o segundo caso, e ainda por ser muito laborioso o processo de cálculo, quando o resultado final pretendido é apenas uma estimativa da ordem de grandeza dos esforços, no terceiro e último caso.

Assim, tratando-se de uma análise estática que comporta coeficientes de majoração das cargas, tal como a Tabela 8.34 assim o indica, então para o valor do peso próprio do tabuleiro da ponte G_k , deve-se considerar o peso referente a situação da Ponte Vazia que tem em linha de conta o peso próprio dos materiais, bem como do peso das nervuras e do pavimento de madeira. Deste modo, a carga de cálculo associada ao peso próprio é aquela que faz ainda intervir o coeficiente de majoração γ_G sobre o valor de G_k .

Tabela 8.34. – Coeficientes de majoração das cargas para a avaliação da ponte pedonal aos ELU.

Classificação das acções	Coeficientes	Valores adoptados ⁽⁸⁾
Permanentes ⁽⁹⁾	γ_G	1,35
Variáveis	γ_Q	1,5

⁽⁸⁾ No caso das acções em causa terem efeitos desfavoráveis.

⁽⁹⁾ No Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) [46], o valor definido é de 1,5. Esta alteração proposta pelo autor pretende actualizar a legislação que consta nos actuais Eurocódigos.

O valor arbitrado para Q vale 4kN/m^2 conforme os critérios expostos no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) [46], e considerando-se o discriminado no Capítulo X, relativo às acções específicas de passadiços, em particular os Artigos 46º, 47º e 48º, onde a concentração de pessoas é o elemento preponderante na utilização da estrutura. Note-se que uma análise em tudo semelhante se encontra no Eurocódigo 1 [48], mas cuja compreensão torna-se mais laboriosa, uma vez que está associada a um maior grau de complexidade, situação pela qual o autor preferiu escolher o RSA como norma de aplicação.

A sobrecarga Q deve ser determinada por unidade de comprimento para que o seu posicionamento sobre os perfis IPE600 seja exequível, e por esta razão deve-se multiplicar os 4kN/m^2 pela largura da ponte 3,5m e dividida por 2, por serem dois os perfis que recebem o carregamento.

Por outro lado, o mesmo regulamento (RSA) providencia uma acção específica das guardas, direccionada segundo a horizontal e aplicada ao nível superior das mesmas. O valor característico desta acção g_h é igual a $1,5\text{kN/m}$ e os seus valores reduzidos são nulos. Tratando-se de uma acção horizontal, quando for considerada, deverá ser adicionada ao efeito induzido pelo vento, e em contrapartida, sempre que não seja acção variável base, esta mesma acção não assume qualquer valor de cálculo. Deste modo, e com vista a obter um caso de carga que seja em simultâneo conservativo e simplificativo, o autor sugere que seja incorporado no valor final de cálculo da acção horizontal, as acções das guardas e do vento, atribuindo para a primeira os mesmos coeficientes redutores que os pertencentes à segunda. Desta forma a designação final da acção horizontal representada por V_H , corresponderá à actuação das duas acções.

No que toca à quantificação da acção do vento, quer o RSA, quer o Eurocódigo 1 [49], contêm os principais critérios que devem ser desenvolvidos, com vista a estimar àquela acção. Contudo, dado os procedimentos serem em tudo semelhantes, e visto a versão actual do Eurocódigo 1 [49] não contemplar uma definição do Anexo Nacional Português quanto aos parâmetros inerentes à velocidade básica do vento, v_b , o recurso ao RSA torna-se então o mais aconselhado, até porque a própria acção é por si só, alvo de inúmeras alterações diárias, que dificultam a sua correcta definição.

Posto isto, a quantificação da acção do vento nas redondezas da ponte pedonal inicia-se, escolhendo uma zona que traduza a sua localização geográfica. Assim, e devido a estrutura estar situada a uma distância inferior a 5km da faixa costeira, pertence à Zona B. Por outro lado, o facto de estar circunscrita na periferia de uma zona urbana, é atribuída uma Rugosidade do tipo II.

A determinação da pressão dinâmica do vento w_k , é obtido à custa da altura da estrutura acima do solo h , da Zona A e do tipo de rugosidade arbitrada para o local, tal como evidenciado nos valores da Tabela 8.35:

Tabela 8.35. – Pressão dinâmica do vento para a zona A.

h (m)	$w_k (\text{kN/m}^2)$	
	<i>Rugosidades</i> <i>Tipo</i>	
	I	II
0	0,70	0,90
10	0,70	0,90
15	0,70	1,04
20	0,79	1,12

Nas estruturas localizadas na Zona B, os valores de w_k deverão ser multiplicados por um factor correctivo de 1,2.

No caso presente, devido a ter admitido uma Zona B, e como a altura máxima da ponte relativamente ao solo não excede os 10m, resulta para a pressão dinâmica do vento o valor de:

$$w_k = 0,9 \times 1,2 = 1,08 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Tendo quantificado a pressão dinâmica do vento, falta conhecer as forças por unidade de comprimento que actuam segundo a direcção horizontal. Para tal, é necessário obter os coeficientes de força em perfis, $\delta_{fx'}$ e $\delta_{fy'}$, alusivas às direcções x' e y' da secção transversal⁽¹⁰⁾ de um perfil tipo. Visto que a incidência da acção do vento é tida como actuante sobre os IPE600, segundo a direcção horizontal, o ângulo de incidência α é nulo, e assim sendo, pode-se considerar os valores seguintes para os coeficientes da força, que estão em acordo com a Figura 8.32, representativa de um perfil tipo IPE600:

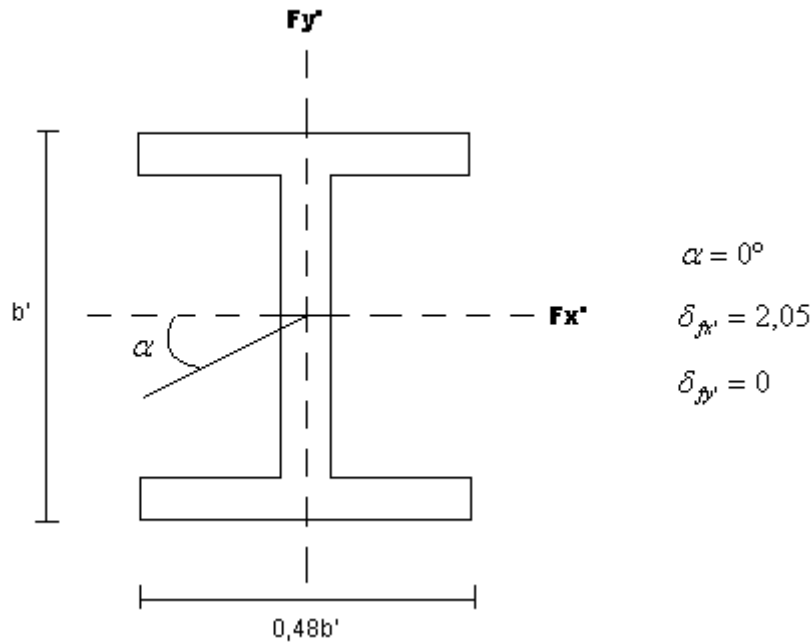


Fig.8.32. – Coeficientes de força relativos a um perfil tipo IPE de base $0,48b'$ e altura b' .

Com base nos resultados anteriores, as forças por unidade de comprimento a aplicar em cada perfil IPE600 são dadas por:

$$F_{x'} = \delta_{fx'} \cdot b' \cdot w_k \Rightarrow F_{x'} = 1,3284 \text{ kN} / \text{m}$$

$$F_{y'} = \delta_{fy'} \cdot b' \cdot w_k \Rightarrow F_{y'} = 0 \text{ kN} / \text{m}$$

Os valores anteriormente apresentados dizem respeito a elementos de comprimento infinito. Contudo, como as estruturas reais apresentam um comprimento limitado, deve-se corrigir as forças supra determinadas por um factor de correcção ρ , que é função da relação entre o comprimento do vão e a

⁽¹⁰⁾ Não confundir as direcções x' e y' da secção transversal considerada para um perfil tipo, com as que foram definidas nesta tese ao propósito da modelação da ponte no programa de cálculo.

altura útil na direcção transversal. Para elementos perfilados, com secção transversal angulosa, admitem-se os seguintes valores da Tabela 8.36, como os diversos factores correctivos dos coeficientes de força:

Tabela 8.36. – Factores de correcção ρ dos coeficientes de força para perfis de comprimento não infinito.

	Relação comprimento/dimensão transversal l/b'							
	2	5	10	20	40	50	100	∞
Secção Angulosa	0,62	0,66	0,69	0,81	0,87	0,90	0,95	1,0

Fazendo intervir o factor correctivo nas forças calculadas para os elementos de comprimento infinito, obtém-se finalmente a acção correspondente ao efeito provocado pelo vento na estrutura.

$$l/b' = 30 / 0,6 = 50$$

$$\rho(50) = 0,90$$

$$F_{x'} = 1,20 \text{ kN} / \text{m}$$

$$F_{y'} = 0 \text{ kN} / \text{m}$$

As acções não nulas devem ser posicionadas em ambos os perfis IPE600 segundo as direcções respectivas, o que no caso presente se traduz por aplicar na direcção y do sistema de eixos gerais estabelecidos na modelação da ponte pedonal, um valor $V = F_{x'} = 1,20 \text{ kN} / \text{m}$. Uma ilustração esquemática do efeito do vento encontra-se desenhada na Figura 8.33:

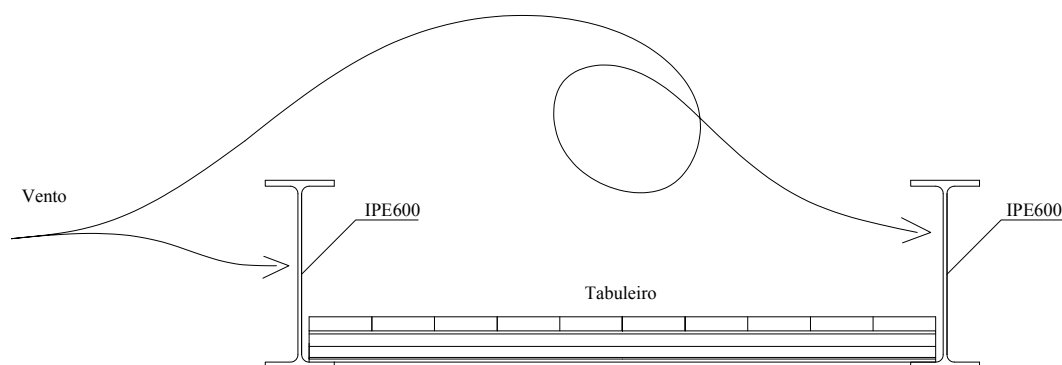


Fig.8.33. – Representação do efeito do vento nos perfis IPE600.

Determinados os valores a considerar para Q e V_H , falta conhecer os coeficientes redutores da acção ψ de cada uma e que terá por objectivo relacionar probabilisticamente o grau de ocorrência conjunta das duas acções. A Tabela 8.37 sistematiza os coeficientes redutores de ambas as acções variáveis em estudo:

Tabela 8.37. – Coeficientes redutores das acções variáveis.

<i>Acções</i>	<i>Coeficientes</i>		
	<i>Redutores</i>		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Q	0,4	0,3	0,2
V_H	0,4	0,2	0

Sugerem-se seguidamente na Tabela 8.38, quatro combinações fundamentais de acções, sugeridas pelo autor, e nas quais se admite estarem consagrados os momentos flectores máximos da ponte pedonal em análise.

Tabela 8.38. – Combinação de acções no ELU na formulação clássica.

<i>Combinação</i>	<i>Valor de cálculo da acção considerada</i>	<i>Acção Base</i>	<i>Observações</i>
1	$Psd = -(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q) \cdot \vec{e}_z + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_H \cdot \vec{e}_y$	Q	Q disposto em toda a extensão dos perfis IPE600.
2	$Psd = -(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q) \cdot \vec{e}_z + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_H \cdot \vec{e}_y$	Q	Q disposto em metade da extensão dos perfis IPE600.
3	$Psd = -(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q) \cdot \vec{e}_z + \gamma_Q \cdot V_H \cdot \vec{e}_y$	V_H	Q disposto em toda a extensão dos perfis IPE600.
4	$Psd = -(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q) \cdot \vec{e}_z + \gamma_Q \cdot V_H \cdot \vec{e}_y$	V_H	Q disposto em metade da extensão dos perfis IPE600.

De mencionar que em qualquer uma das quatro combinações da Tabela 8.38, quer a acção do vento, quer a acção relativa às guardas nunca foram admitidas como repartidas, isto é, foi tido sempre em conta o efeito destas acções na direcção lateral dos perfis IPE600, ao longo de todo o seu comprimento. Apenas de salientar ainda que as acções referentes às guardas deviam ter o seu ponto de aplicação na zona onde de facto existem, e não no perfil IPE600 como foi admitido pelo autor.

No entanto esta pequena divergência deve estar acautelada uma vez que ao considerar o vento de ambos os lados da ponte, portanto em ambos os perfis IPE600, assim como pelo facto de se ter adoptado a condição de criar uma acção horizontal comum V_H , que existe sempre em qualquer caso de carga da Tabela 8.38, acaba por compensar a simplificação efectuada. A presença do sinal negativo nas componentes da acção dirigidas segundo \vec{e}_z deve-se ao facto destas acções actuarem no sentido contrário da convenção tida como positiva para o eixo dos z , na modelação da ponte pedonal.

Uma vez explicado o procedimento de cálculo, seguem-se as tabelas inerentes às análises de cada uma das combinações supracitadas, indicando-se ao mesmo tempo os esforços de flexão obtidos à custa do

software comercial ROBOT. Recorda-se ainda que o peso próprio G_k pode ser definido com todo o rigor no programa de cálculo enquanto que as acções Q e V_H correspondem a cargas por unidade de comprimento colocadas sob os perfis IPE600.

De modo a simplificar esta abordagem, apenas serão referidos os momentos flectores máximos registados, respectivos às secções mais esforçadas. Designando-se por A e B as secções críticas, conforme se trate do vão ou do apoio central em cada um dos quatro perfis IPE600 constituintes do tabuleiro da ponte, à semelhança do que foi procedido na análise dinâmica em serviço.

Como tal, deixa-se aqui a sugestão de consultar novamente a Figura 8.31 para um melhor esclarecimento e consequente acompanhamento do leitor no seguinte estudo. Também por simplicidade, admita-se que são válidos os princípios e as convenções da *Resistência dos Materiais* quanto aos sinais dos momentos flectores, conforme já foi esclarecido neste mesmo documento.

Tabela 8.39. – Momentos flectores correlativos à primeira combinação no estudo dos ELU conforme a metodologia clássica.

<i>Combinação 1</i>				
$Psd = -(1,35 \cdot G_k + 10,5 / IPE) \cdot \vec{e}_z + 1,62 / IPE \cdot \vec{e}_y$				
	<i>Momentos</i>	<i>Flectores</i>	<i>[kN · m]</i>	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	820,99	821,06	858,18	858,25
M_y^B	-1465,55	-1465,55	-1523,56	-1523,56
M_z^A	0	0	0	0
M_z^B	-9,62	-9,62	-2,62	-2,62

Tabela 8.40. – Momentos flectores correlativos à segunda combinação no estudo dos ELU conforme a metodologia clássica.

<i>Combinação 2</i>				
$Psd = -(1,35 \cdot G_k + 10,5 / IPE) \cdot \vec{e}_z + 1,62 / IPE \cdot \vec{e}_y$				
	<i>Momentos</i>	<i>Flectores</i>	<i>[kN · m]</i>	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	959,34	55,85	996,64	86,94
M_y^B	-876,65	-876,65	-935,14	-935,14
M_z^A	0	0	0	0
M_z^B	-9,62	-9,62	-2,62	-2,62

Tabela 8.41. – Momentos flectores correlativos à terceira combinação no estudo dos ELU conforme a metodologia clássica.

<i>Combinação 3</i>				
$Psd = -(1,35 \cdot G_k + 4,2 / IPE) \cdot \bar{e}_z + 4,05 / IPE \cdot \bar{e}_y$				
	<i>Momentos</i>	<i>Flectores</i>	<i>[kN · m]</i>	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	594,45	594,82	687,74	687,78
M_y^B	-1067,51	-1067,51	-1214,71	-1214,71
M_z^A	0	0	0	0
M_z^B	-32,66	-32,66	-28,42	-28,42

Tabela 8.42. – Momentos flectores correlativos à quarta combinação no estudo dos ELU conforme a metodologia clássica.

<i>Combinação 4</i>				
$Psd = -(1,35 \cdot G_k + 4,2 / IPE) \cdot \bar{e}_z + 4,05 / IPE \cdot \bar{e}_y$				
	<i>Momentos</i>	<i>Flectores</i>	<i>[kN · m]</i>	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	691,75	57,68	784,99	144,29
M_y^B	-655,63	-655,63	-802,82	-802,82
M_z^A	0	0	0	0
M_z^B	-32,66	-32,66	-28,42	-28,42

A envolvente final de esforços é conseguida através da consideração da possibilidade de alternância do sentido proposto para o vento, assim como do carregamento da sobrecarga Q , na medida em que esta pode ser aplicada em tramos diferentes dos que foram considerados aquando da sua aplicação em metade da extensão da ponte.

Tabela 8.43. – Envolvente final dos momentos flectores correlativos ao estudo dos ELU em conformidade com a metodologia clássica.

	<i>Envolvente</i>		<i>Final</i>	
	<i>Momentos</i>	<i>Flectores</i>	<i>[kN · m]</i>	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	996,54	996,54	996,54	996,54
M_y^B	-1523,56	-1523,56	-1523,56	-1523,56
M_z^A	28,42	28,42	32,66	32,66
M_z^B	-32,66	-32,66	-28,42	-28,42

8.6.2. CÁLCULO DAS TENSÕES NORMAIS PARA A ABORDAGEM CLÁSSICA NO ELU

As tensões são calculadas tal como efectuado nas condições de serviço, mudando apenas os momentos flectores que neste caso são os relativos à envolvente dos ELU. Da mesma forma, as direcções x e z não consentem qualquer consideração na estimação das tensões, devido aos reduzidos momentos flectores apresentados em cada caso.

Tabela 8.44. – Tensões normais máximas estimadas para a direcção y , nas condições de ELU para a abordagem clássica.

$\sigma_i = \frac{M_i}{I_i} \times d_i \quad \Rightarrow \quad \text{Tensão Normal na direcção } i$	
$I_y = 0,001841668m^4$	
$d_y = 0,30m$	
$M_{sd\ y}^{máx} [kN / m]$	$\sigma_{sd\ y}^{máx} [MPa]$
996,54	162,3
-1523,56	248,2

Dado se ter admitido que os perfis metálicos são da classe Fe510 cuja tensão de cedência de cálculo é de 355MPa, considera-se satisfatória a verificação da ponte pedonal aos ELU, uma vez que as tensões actuantes de cálculo não excedem a capacidade resistente.

8.6.3. AVALIAÇÃO DO ELU ESPECÍFICO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

Além das combinações clássicas de estudo de estruturas, deve-se proceder ao estudo de uma combinação do tipo acidental, numa frequência de risco, e salvaguardar que a verificação do conforto é satisfeita.

O procedimento descrito pela Guideline para a especificação do caso de carga accidental é demasiado gravoso para que seja cumprido o limite de conforto respectivo. Apesar disso, uma vez que se trata de um caso de carga de avaliação do ELU, o autor optou por seguir à letra os critérios da Guia Francesa.

Em função de ser exigido a consideração de uma força sinusoidal com frequência igual à uma frequência de risco, e onde as frequências próprias são determinadas para uma densidade pedonal de $1\text{peão}/\text{m}^2$, torna-se necessário o cálculo das frequências naturais da estrutura. Executando uma alteração do peso específico dos perfis metálicos da ponte, do mesmo modo como já foi efectuado nesta tese quando assim foi necessário, obtêm-se os seguintes resultados:

Tabela 8.45. – Valores de peso volúmico a serem considerados no ELU para a combinação accidental.

Tipo de perfis	Peso volúmico (kN/m^3)
IPE 600	195,29 ⁽¹¹⁾
HEB 100	77,01
TEAE 40x5	77,01

O valor para o coeficiente de amortecimento ξ também deve ser ajustado para esta verificação ao ELU. Tendo em conta que a ponte metálica é soldada, surge desde logo o valor 2% para o dito coeficiente.

Com base nos dados anteriores, as frequências naturais obtidas para este caso particular são as que se apresentam na Tabela 8.46:

Tabela 8.46. – Frequências próprias da ponte em estudo na situação da Ponte Carregada ($d = 1,0\text{peões}/\text{m}^2$).

Número de modos	Frequências Naturais da Estrutura	Deformada Modal
1	$f_1 = 1,44\text{Hz}$	1º Modo vertical
2	$f_2 = 1,55\text{Hz}$	1º Modo de torção
3	$f_3 = 1,96\text{Hz}$	2º Modo de torção
4	$f_4 = 2,01\text{Hz}$	2º Modo vertical

Na necessidade de escolher um modo próprio de vibração para a delimitação da força sinusoidal, o autor considerou por exemplo a primeira frequência de valor $f_1 = 1,44\text{Hz}$. Visto que é um modo vertical de vibração, a expressão geral a ser utilizada na modelação recorde-se que será do tipo:

$$F_v(t) = d \cdot 280 \cdot \cos(2\pi \cdot f_v \cdot t) \quad [N / m^2]$$

Deve-se atender que o número equivalente de peões é tido neste tipo de combinação como o valor total de peões presentes no tabuleiro da ponte e o coeficiente redutor ψ é unitário para qualquer valor da frequência de risco admitida.

⁽¹¹⁾ Este peso volúmico corresponde à consideração simultânea do peso volúmico de um perfil IPE600, acrescido dos pesos das nervuras e da madeira, e ainda de uma carga de $700\text{N}/\text{m}^2$ (densidade de $1\text{peão}/\text{m}^2$).

Substituindo as diversas variáveis, a menos da variável temporal para os dados referentes ao caso em estudo, e efectuando-se as devidas simplificações necessárias, obtém-se finalmente a força vertical a dispor em cada perfil IPE600, devendo-se orientar as forças com o sentido da deformada modal.

$$F_1(t) = 1 \cdot 0,280 \cdot \cos(2\pi \cdot 1,44 \cdot t) \frac{3,5}{2} \quad [kN / m]$$

$$F_1(t) = 0,49 \cdot \cos(9,04 \cdot t) \quad [kN / m]$$

A combinação accidental definida no RSA não tem qualquer coeficiente de majoração das acções. Contudo faz intervir os coeficientes redutores específicos das acções variáveis, para ter em conta o efeito probabilístico de ocorrência. A expressão 8.14 correspondente à combinação accidental de acções é então a seguinte:

$$Psd = \sum_{i=1}^m G_{ik} + F_a + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{jk} \quad (8.14)$$

onde a primeira parcela constitui um somatório das acções permanentes tomadas com o seu valor característico, o segundo termo diz respeito ao valor nominal da acção accidental propriamente dita, e na última parcela constam as acções variáveis que são distintas da acção base, escritas nos seus valores característicos.

Ora para a ponte pedonal em análise significa então que o peso do tabuleiro deve ser definido com os pesos volúmicos da Tabela 8.45, de modo a considerar as acções permanentes, enquanto que a acção base é a força sinusoidal por unidade de comprimento previamente determinada a aplicar em cada perfil IPE600. Não serão consideradas na modelação quaisquer outras acções variáveis, pelo que o terceiro termo da combinação accidental resultará nulo. As Figuras 8.34 e 8.35 ilustram respectivamente a deformada modal e a aplicação da carga accidental de modo conveniente sob cada perfil IPE600.

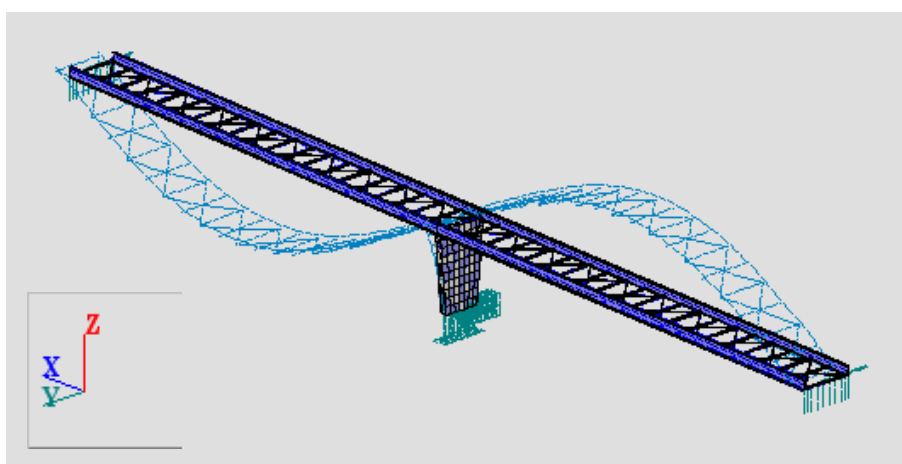


Fig.8.34. – 1º Modo vertical de vibração, $f_1 = 1,44Hz$.

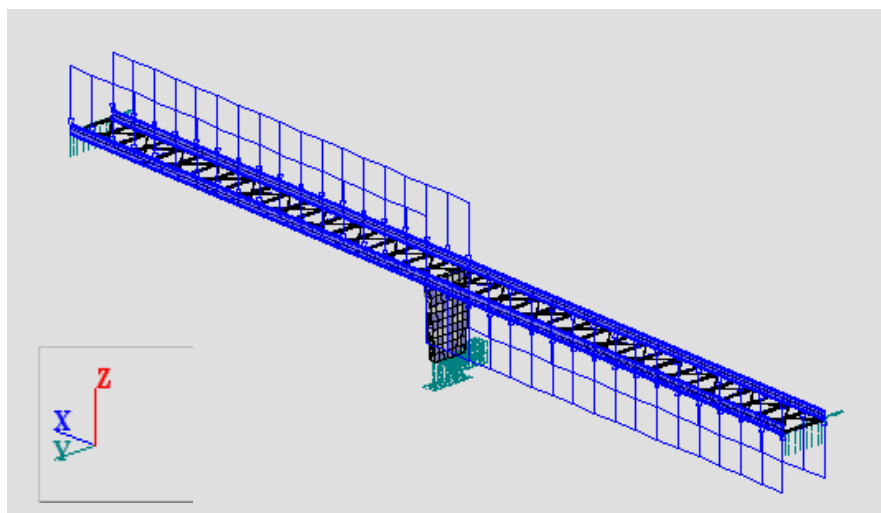


Fig.8.35. – Disposição gráfica da acção accidental distribuída $F_a = F_1(t) = 0,49 \cdot \cos(9,04 \cdot t)$ $[kN / m]$.

Após completo o processo de cálculo da estrutura pelo ROBOT, obtiveram-se como resultados para deslocamentos e acelerações os indicados na Tabela 8.47, sendo ainda acrescidos os campos relativos à aceleração limite para um conforto mínimo, bem como da correspondente classificação de conforto (CC):

Tabela 8.47. – Deslocamentos, acelerações e classificação do conforto para a acção accidental.

Nó	$u(t)_{máx}$	$a(t)_{máx}$	$a(t)_{máx}$	
Crítico	[cm]	[cm / s ²]	[cm / s ²]	CC
	Robot	Robot	Conforto _{min}	
1530	26,4559	2162,04	250	K.O.

Interessa referir que o tempo total de actuação da força accidental foi de 100s, e o tempo mínimo de integração Δt foi de 0,03s. Como já se esperava, o limite de conforto não é satisfeito, uma vez que os valores das acelerações são demasiado elevadas. Significa então que, segundo os critérios da Guideline Francesa, a verificação dinâmica aos ELU para a ponte pedonal junto ao edifício transparente não é respeitada.

Mesmo não sendo pedido pela Guideline, é do interesse do autor avaliar os momentos totais que a ponte revela quando submetida ao carregamento da acção dinâmica accidental. Para isso, e fazendo uso da Figura 8.31 relativa às secções críticas A e B, respectivas ao vão e ao apoio central, são determinados os momentos flectores associados ao peso das cargas estáticas e ainda os momentos associados ao carregamento dinâmico. Os momentos totais obtêm-se pela adição dos anteriores.

Saliente-se que os momentos estáticos vêm agarrados de um sinal que indica quais as fibras que se encontram traccionadas e quais as que estão comprimidas. A convenção de sinais adoptada nesta tese é a mesma que a indicada pela *Resistência dos Materiais*, onde um momento-flector positivo é aquele que comprime as fibras superiores e tracciona as inferiores.

Devido ao carácter sinusoidal da acção, os momentos dinâmicos contêm ambos os sinais. Por esta razão, apenas serão apresentados os valores positivos, devendo-se ajustar em cada secção crítica o sinal, de forma a maximizar os momentos totais. De seguida são apresentadas as Tabelas 8.48 e 8.49 respectivas aos carregamentos estáticos e dinâmicos, pela ordem previamente indicada:

Tabela 8.48. – Momentos flectores devidos ao carregamento estático.

<i>Carregamento Estático</i>				
	<i>Momentos</i>	<i>Flectores</i>	<i>[kN · m]</i>	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	209,35	209,35	209,36	209,36
M_y^B	-372,50	-372,50	-372,50	-372,50
M_z^A	0	0	0	0
M_z^B	0	0	0	0

Tabela 8.49. – Momentos flectores devidos ao carregamento dinâmico da acção accidental.

<i>Carregamento Dinâmico</i>				
	<i>Momentos</i>	<i>Flectores</i>	<i>[kN · m]</i>	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	206,97	206,97	206,97	206,97
M_y^B	206,97	206,97	206,97	206,97
M_z^A	18,12	18,12	18,12	18,12
M_z^B	18,12	18,12	18,12	18,12

A seguir surge a Tabela 8.50 que conjuga de um modo simples e eficaz ambos os esforços estáticos e dinâmicos determinados precedentemente:

Tabela 8.50. – Envolvente de momentos flectores devidos à acção dinâmica accidental para a verificação do ELU.

<i>Envolvente de Momentos Final</i>				
	<i>Momentos</i>	<i>Flectores</i>	<i>[kN · m]</i>	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	416,33	416,33	416,33	416,33
M_y^B	-579,47	-579,47	-579,47	-579,47
M_z^A	18,12	18,12	18,12	18,12
M_z^B	-18,12	-18,12	-18,12	-18,12

Seguem-se de imediato o cálculo das tensões associadas à envolvente de momentos alusivos ao carregamento da acção accidental, tal como a Tabela 8.51 assim o sugere:

Tabela 8.51. – Tensões normais máximas estimadas para a direcção y , nas condições de ELU para a abordagem dinâmica.

$\sigma_i = \frac{M_i}{I_i} \times d_i \Rightarrow \text{Tensão Normal na direcção } i$	
$I_y = 0,001841668m^4$	
$d_y = 0,30m$	
$M_{sd\ y}^{máx} [kN / m]$	$\sigma_{sd\ y}^{máx} [MPa]$
579,47	94,4

Deste modo e em género de pequena síntese, pode-se constatar que a avaliação aos ELU mediante a abordagem clássica não levantam quaisquer condicionantes, tendo-se verificado a segurança da estrutura nas varias combinações, ao passo que a metodologia dinâmica sugerida pela Guideline para o estudo do mesmo estado limite, revelou valores de aceleração inaceitáveis quanto a uma verificação do limite de conforto.

Contudo, e dado a curiosidade do autor, é possível constatar que tais acelerações não induzem esforços preocupantes sob o ponto de vista da segurança estrutural. Este facto pode ser encarado como uma pequena falha na concepção do caso dinâmico da Guideline, pois no ELU deve ser analisado a segurança da estrutura e não propriamente os níveis de vibração visto que para o caso presente, estes são muito elevados e apesar disso não constituem um verdadeiro risco para a estrutura. Em alternativa, e por sugestão do autor, poderia ter sido fixado um novo critério limite para a aceleração máxima registada, que esteja directamente relacionado com a carga accidental tal como definida, mas que em nada tem haver com o tipo de aceleração ressentida pelo organismo humano. Seria sim um valor que fizesse conjugar o estado de tensão com o estado de vibração da ponte, mesmo que para ser coerente admitisse um valor superior aos $250cm/s^2$.

Se por conseguinte se atender ao facto de que o próprio caso de carga é definido pela Guia Francesa como uma acção bastante pessimista, então também deveria ter alguma tolerância quanto às acelerações máximas permitidas, no sentido destas poderem ser superiores, até porque se este é um caso de carga que diz respeito a um ELU, não pode de modo algum ser comparado com os critérios e condições respectivas às acelerações delineadas para caracterizar um estado de serviço.

9

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ACORDO COM O SYNPEX

9.1. DESCRIÇÃO GERAL E ASPECTOS PARTICULARES DO SYNPEX

O modelo de cálculo conseguido no programa de cálculo ROBOT MILLENNIUM, que serviu de base para a aplicação dos casos de carga segundo a metodologia proposta pela Guideline Francesa corresponde ao modelo computacional que será também usado para proceder à obtenção da resposta da estrutura, desta vez sujeitando esta aos carregamentos definidos pelo SYNPEX.

Assim sendo, os mesmos estados de Ponte Vazia e Ponte Carregada usados para traduzir a mudança da massa da estrutura aquando de pequenos carregamentos no primeiro caso, e de concentrações significativas de pessoas no segundo caso, voltam a ter importância, na medida que o SYNPEX aponta inclusive uma filosofia própria no que concerne a este ponto.

Deste modo, o procedimento descrito consiste em determinar a massa das pessoas intervenientes e averiguar se este valor será inferior, igual ou superior a 5% da massa do tabuleiro da ponte pedonal. Assim, para as situações em que o referido valor percentual seja inferior ou igual a 5%, deve considerar-se a situação da Ponte Vazia, isto é, as frequências próprias não são alteradas significativamente pelo acréscimo da massa dos peões sobre o tabuleiro da ponte, ao passo que nos casos onde o valor percentual seja superior aos 5%, a consideração do estudo mediante a Ponte Carregada deve então ser efectuado.

A razão pela qual se procede à distinção dos dois estados anteriormente mencionados, baseia-se no facto de, para além da alteração da massa da estrutura estar subjacente a uma mudança das frequências próprias da mesma, em geral o aumento da massa também tem projecção numa tendencial descida das acelerações do tabuleiro da ponte pedonal [26]. De qualquer forma, a resposta da estrutura estará sempre condicionada ao modo como se encontra distribuída a massa do tabuleiro da ponte, bem como da densidade da concentração pedonal.

Através das formulações matemáticas da massa generalizada m^* , que apresentam simultaneamente as contribuições quer do tabuleiro, quer das restantes massas presentes sob a estrutura, é possível demonstrar que a um aumento de 5% na massa, resulta uma diminuição da frequência natural em 2,5%. As seguintes expressões teóricas 9.1 e 9.2 realçam a análise previamente formulada:

$$\rho = \frac{\mu_D + \mu_P}{\mu_D} \text{ com } \frac{\mu_D}{\mu_P} \geq 5.0\% \quad (9.1)$$

onde ρ é por isso a relação do acréscimo da massa da estrutura, devida à presença de pessoas.

A massa generalizada que contém o incremento da massa dos peões, assim como dos outros restantes elementos portadores de alguma contribuição significativa para a massa da estrutura, é dada por:

$$m^* = \int_{l_D} \mu_D \cdot \rho \cdot (\phi_D(x))^2 dx + \int_{l_i} \mu_i \cdot (\phi_i(x))^2 dx \quad (9.2)$$

onde

μ_P é a massa do conjunto de peões por unidade de comprimento [kg/m];

μ_D é a massa do tabuleiro da ponte pedonal por unidade de comprimento [kg/m];

μ_i é a massa do elemento i da ponte, que também contribui de forma eficaz em termos de massa para a massa da estrutura, por unidade de comprimento [kg/m];

$\phi(x)$ é o modo de vibração associado como é óbvio, à uma frequência natural da estrutura.

Sendo f' a frequência da estrutura modificada pela nova massa, a correlação com a frequência natural inicial é:

$$f'(\rho = 1,05) = 0,976 \cdot f$$

com

$$w = 2\pi \cdot f = \sqrt{\frac{k}{m \cdot \rho}} \quad (9.3)$$

Em face das conclusões anteriores, cada caso de carga deverá atender a qual situação pertence, se à Ponte Vazia, se à Ponte Carregada, com vista a proceder a uma correcta modelação.

9.2. SITUAÇÕES DE CARREGAMENTO

Recordando os conceitos pronunciados para que uma modelação de cargas no ROBOT seja feito com o rigor pretendido, neste tópico pretende-se discutir e avaliar quais os casos de carga que devem figurar na situação da Ponte Vazia e na da Ponte Carregada, à semelhança do que foi elaborado para a Guia Francesa.

Deste modo, no que diz respeito à situação da Ponte Vazia, devem condensar-se os casos individuais respeitantes à modelação de peões isolados, bem como o caso de carga simbolicamente denominado por grupo de peões, uma vez que a massa do grupo apresentado é inferior a 5% da massa do tabuleiro, ao cuidado do que o SYNPEX delimita em sub capítulo próprio da norma, e conforme a seguir se demonstra neste documento:

- Peso de um peão = 800 N ;
- Número de pessoas constituintes do grupo = 15;
- Peso do grupo de peões = 12 kN ;
- Peso do tabuleiro total (com nervuras e tábuas de madeira):

$$\text{Peso do tabuleiro total} = 181,5 \text{ kN} + 0,61 \cdot 2 \cdot \sqrt{60^2 + 3,60^2} = 254,83 \text{ kN};$$

$$\circ \text{ Rácio entre as massas: } \frac{\mu_P}{\mu_D} = \frac{(12/9,81)}{(254,83/9,81)} = 4,7\% < 5\%.$$

Logo, como o rácio entre as massas é inferior a 5%,  nt o pode-se encarar o grupo de peões pelo estudo da Ponte Vazia.

Por outro lado, atendendo ao facto que um caso de carga para pequenas densidades deve também ser realizado, à luz do que o SYNPEX preconiza, o autor considera suficiente que seja analisado o caso de carga descrito no decurso do que foi apresentado pela Guideline Francesa, relativo   uma densidade de 0,5pe es/m². Desta forma, este será por simplificação, o único caso respeitante   situação da Ponte Carregada.

Em qualquer caso, seja na situação da Ponte Vazia, seja na situação da Ponte Carregada, a combinação que irá estar presente neste ELS é a combinação característica de acções, o que significa que um estado Irreversível, tal como definido no SYNPEX, estará a ser avaliado em particular.

9.2.1. SITUAÇÃO DA PONTE VAZIA

9.2.1.1. AC  OES INDIVIDUAIS DE UM PEÃO ISOLADO

Uma vez que a filosofia de estudo foi já apresentada, cabe ao autor apresentar apenas os casos de carga ensaiados na análise computacional, mencionando contudo que, os respectivos valores das acções dizem respeito apenas ao primeiro harm nico, e ainda que por simplificação, o peso estático foi desprezado em face do peso do tabuleiro da ponte.

Posto isto, a seguinte Tabela 9.1 procura representar com alguma lucidez, os diferentes parâmetros intervenientes na constituição acção:

Tabela 9.1. – Acções referentes ao peão isolado na situação da Ponte Vazia.

<i>Frequência</i> [Hz]	<i>Peso</i> [N]	α_1	φ_1	<i>Acção sinusoidal</i> [N]
$f_1 = 1,81\text{Hz}$	800	0,255	0	$F_{p1,v}(t) = 204 \cdot \sin(11,36 \cdot t)$
$f_2 = 1,98\text{Hz}$	800	0,310	0	$F_{p2,v}(t) = 248 \cdot \sin(12,44 \cdot t)$
$f_3 = 2,51\text{Hz}$	800	0,486	0	$F_{p3,v}(t) = 389 \cdot \sin(15,77 \cdot t)$
$f_4 = 2,52\text{Hz}$	800	0,489	0	$F_{p4,v}(t) = 391 \cdot \sin(15,86 \cdot t)$

O autor relembra que o SYNPEX providencia um coeficiente redutor designado por k , que possibilita uma análise através do posicionamento estático da acção sinusoidal, em alternativa ao procedimento que seria mais correcto e que consiste em fazer deambular a dita acção ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro. O valor que o parâmetro k assume na estrutura em estudo é de 0,45, visto que a ponte pedonal junto ao edifício transparente tem dois vãos com continuidade.

Colocadas as acções e uma vez executado o programa de cáculo, obt m-se os seguintes resultados práticos para os deslocamentos e acelerações da ponte pedonal em estudo,   semelhança do que figura na Tabela 9.2:

Tabela 9.2. – Determinação da aceleração para as acções assinaladas.

Acção	Nó	$u(t)_{\max}$	$a(t)_{\max}$	k	$a(t)_{\max}$
		[cm]	[cm/s ²]		[cm/s ²]
		Robot	Robot		Real
$F_{p1,v}(t)$	2355	1,0575	136,50	0,45	61,4
$F_{p2,v}(t)$	1529	1,0960	169,59	0,45	76,3
$F_{p3,v}(t)$	40	1,7073	423,77	0,45	190,7
$F_{p4,v}(t)$	954	1,1929	300,17	0,45	135,0

Atendendo aos critérios de conforto especificados pelo SYNPEX, a classificação do conforto (CC) para os resultados das acelerações anteriores, tem as seguintes atribuições como é assinalado a Tabela 9.3:

Tabela 9.3. – Classificação de conforto nas diversas categorias e para distintas acções.

Acção	Classificação de Conforto (CC)			
	$a(t)_{\max}$	Conforto Máximo	Conforto Médio	Conforto Mínimo
	[cm/s ²] Real			
$F_{p1,v}(t)$	61,4	K.O.	O.K.	O.K.
$F_{p2,v}(t)$	76,3	K.O.	O.K.	O.K.
$F_{p3,v}(t)$	190,7	K.O.	K.O.	O.K.
$F_{p4,v}(t)$	135,0	K.O.	K.O.	O.K.

Com base no critério das acelerações limites e com o auxílio da tabela anterior, destaca-se claramente que o SYNPEX é mais permissivo quanto à verificação do conforto, do que a Guia francesa. Um dos motivos reside no facto de o SYNPEX adoptar o coeficiente k , enquanto que a Guideline nada considera. Como é perceptível, este coeficiente redutor tem uma grande influência no resultado final da aceleração, uma vez que se trata de uma redução de 55% do valor propriamente dito.

Por outro lado, o facto da acção no SYNPEX ser efectuada mediante a determinação dos coeficientes dos diversos harmónicos, que por sua vez dependem da frequência de excitação, origina diferentes amplitudes consoante os valores admitidos por esta última. Quer isto dizer que, para frequências de estudo relativamente baixas (próximas de 2 Hz por defeito), as amplitudes a que os harmónicos das acções estabelecem segundo o SYNPEX, serão bastante mais inferiores do que os assimilados pela Guia Francesa, uma vez que no caso individual da acção, os coeficientes de Fourier se mantêm constantes para esta última norma, quaisquer que sejam as frequências naturais em análise.

Note-se ainda que para este caso de carga não foram apresentadas as imagens do carregamento, uma vez que, na opinião do autor, o procedimento indicado anteriormente na análise segundo a Guideline é suficientemente indicativo dos nós de carregamento da ponte. Por este motivo, a disposição dos resultados na forma de tabelas acaba por ser a componente mais interessante e indispensável da modelação estudada.

9.2.1.2. ACÇÕES ASSOCIADAS AO EFEITO DE UM GRUPO DE PEÕES

A análise dos efeitos induzidos por um grupo de peões constitui uma mais valia do SYNPEX, em comparação com a Guia Francesa. Isto porque além da liberdade concedida pelo SYNPEX aos projectistas quanto à composição dos elementos do grupo, o caso de carga é por si só, uma especificidade deste documento. Deste modo, o autor considera interessante fazer o estudo deste caso de carga, não só pelo facto de parecer evidente que este será o carregamento mais próximo da realidade para aquela ponte pedonal, mas também porque tratando-se de um caso específico do SYNPEX, interessa aportar as principais características resultantes do carregamento.

Sendo assim, resta descrever o procedimento de cálculo com vista à obter a acção dinâmica que irá ser ensaiada pela modelação computacional. Devido ao facto da dimensão do grupo estar fixado em 15 pessoas, e atendendo à geometria da superfície horizontal da ponte, resulta a seguinte densidade equivalente:

$$D_{eq} = \frac{15}{3,5 \cdot \sqrt{60^2 + 3,60^2}} = 0,071 \text{ peões} / m^2$$

Saliente-se que, devido à dimensão escolhida para o grupo, passa a ser atribuída a classe TC1 de tráfego, como designação própria do regulamento.

Atendendo que se trata de um carregamento vertical, interessa considerar o valor de G' correspondente não apenas ao caso de pequenas densidades de carga, mas ao mesmo tempo, deve-se seleccionar o valor directamente relacionado com a direcção vertical da acção. Por esta razão a força por unidade de superfície, para uma frequência natural f_i é traduzida por:

$$P_i(t) = 280 \cdot 0,071 \cdot \sin(2\pi \cdot f_i \cdot t) \quad [N / m^2]$$

À semelhança da forma como foram abordadas as acções sinusoidais distribuídas, onde as cargas uma vez repartidas por unidade de superfície deram origem às acções dispostas sob os perfis metálicos IPE600, neste caso de carga também deve ser efectuada a mesma conversão. Surge assim com naturalidade a seguinte expressão para a carga sinusoidal distribuída em cada perfil IPE600:

$$P_i(t) = 34,94 \cdot \sin(2\pi \cdot f_i \cdot t) \quad [N / (m \cdot IPE600)]$$

Sintetizando para cada frequência própria da estrutura, associado sempre ao caso da Ponte Vazia, é possível compilar a Tabela 9.4 que contém as principais informações inerentes aos casos de estudo, bem como dos principais resultados auferidos:

Tabela 9.4. – Dados obtidos na análise dinâmica de um grupo de peões.

Casos	f_i [Hz]	Acções Dinâmicas [N / IPE600]	Elementos de Resposta		
			Nó Crítico	$u(t)_{\max}$	$a(t)_{\max}$
				[cm] Robot	[cm / s ²] Robot
1	1,81	$P_1(t) = 34,94 \cdot \sin(11,36 \cdot t)$	2355	14,65	1892,54
2	1,98	$P_2(t) = 34,94 \cdot \sin(12,44 \cdot t)$	1484	12,64	1956,75
3	2,51	$P_3(t) = 34,94 \cdot \sin(15,77 \cdot t)$	40	7,67	1908,25
4	2,52	$P_4(t) = 34,94 \cdot \sin(15,86 \cdot t)$	954	8,22	2067,04

De notar que à aplicação das cargas está implícito um posicionamento que garanta eficazmente a excitação da frequência natural da estrutura, através da deformada modal relativa à cada frequência. Isto significa que cada uma das acções presentes na Tabela 9.4 devem apresentar um sentido que esteja em perfeita correspondência com as Figuras 9.1 a 9.4, respectivamente:

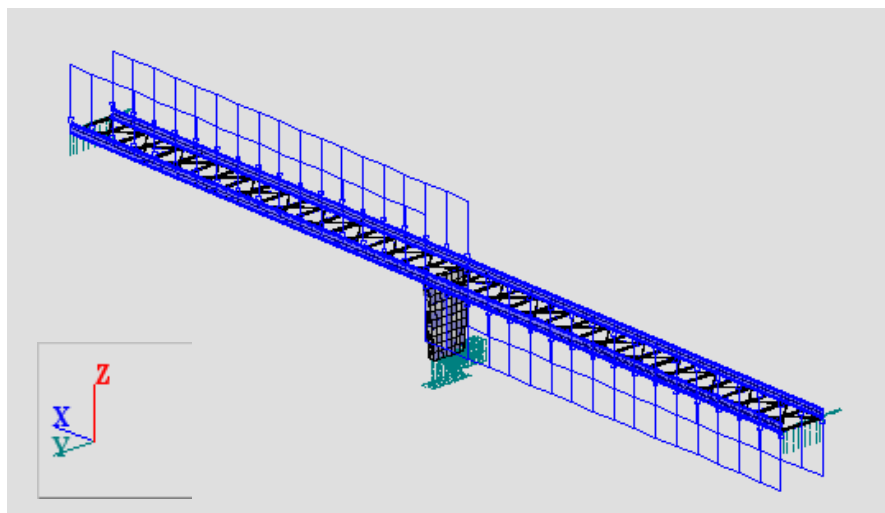


Fig.9.1. – Visualização da acção distribuída para o caso 1

$$P_1(t) = 34,94 \cdot \sin(11,36 \cdot t) \quad [N / m]$$

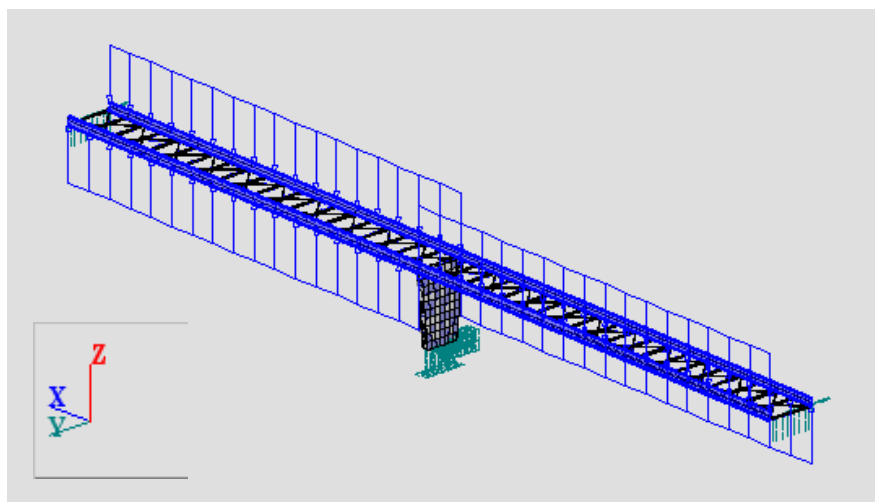


Fig.9.2. – Visualização da acção distribuída para o caso 2

$$P_2(t) = 34,94 \cdot \sin(12,44 \cdot t) \quad [N / m]$$

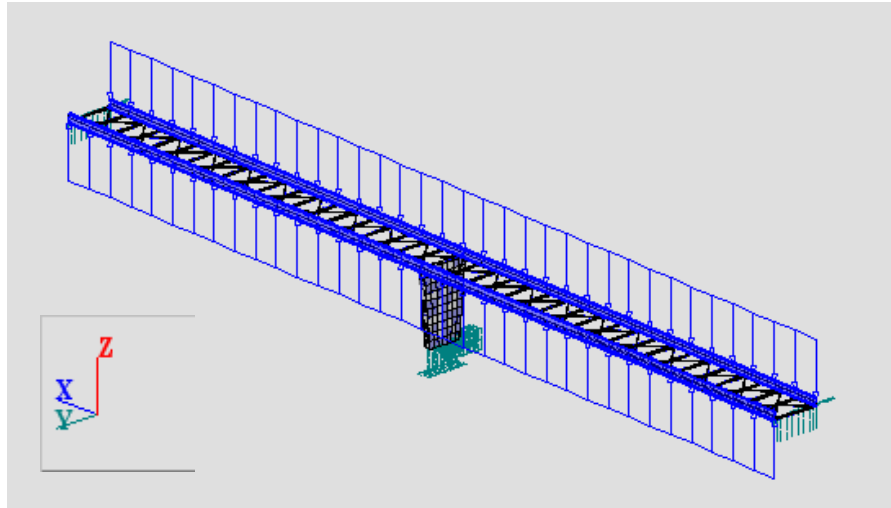


Fig.9.3. – Visualização da acção distribuída para o caso 3

$$P_3(t) = 34,94 \cdot \sin(15,77 \cdot t) \quad [N / m]$$

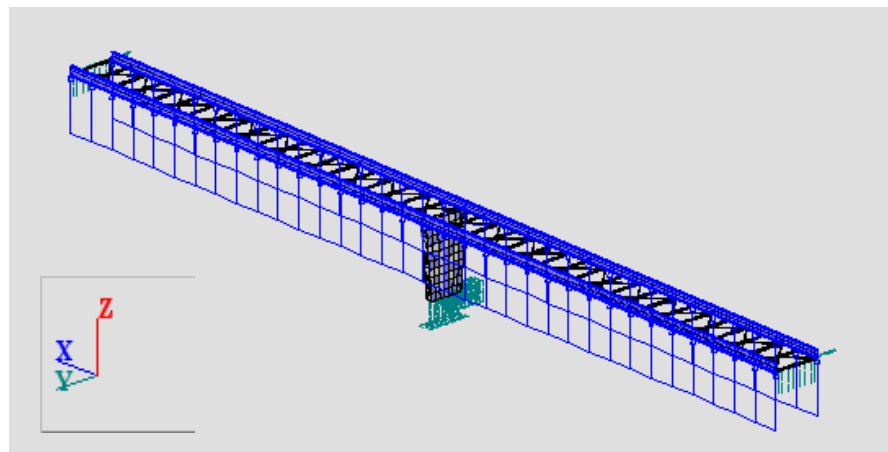


Fig.9.4. – Visualização da acção distribuída para o caso 4

$$P_4(t) = 34,94 \cdot \sin(15,86 \cdot t) \quad [N / m]$$

Apesar do caso de carga de um grupo de peões parecer apontar uma filosofia de cálculo como se de uma condensação pontual dos efeitos se tratasse, a ideia passa por aplicar uma acção distribuída sobre toda a superfície da ponte, com a diferença de que todos os diversos peões intervenientes se encontram sincronizados. Este aspecto será muito relevante para a explanação dos resultados e consequente comparação com outros casos de carga constituídos.

Com base nos resultados para a aceleração nos variados casos de carga estudados, uma classificação de conforto (*CC*) pode ser levada a cabo, donde resulta a Tabela 9.5 para as diversas categorias de conforto estabelecidas no SYNPEX:

Tabela 9.5. – Análise das classes de conforto para os diferentes casos de carregamento.

Casos	Acções	Classe de Conforto (CC)			
		$a(t)_{\text{máx}}$	$\text{Conforto}_{\text{Máx}}$	$\text{Conforto}_{\text{Méd}}$	$\text{Conforto}_{\text{Min}}$
		$[cm/s^2]$	$a(t) < 50$	$50 \leq a(t) < 100$	$100 \leq a(t) \leq 250$
		Robot	$[cm/s^2]$	$[cm/s^2]$	$[cm/s^2]$
1	$P_1(t)$	1892,54	K.O.	K.O.	K.O.
2	$P_2(t)$	1956,75	K.O.	K.O.	K.O.
3	$P_3(t)$	1908,25	K.O.	K.O.	K.O.
4	$P_4(t)$	2067,04	K.O.	K.O.	K.O.

As análises gráficas da aceleração não são apresentadas, mas fica desde já a referência de que admitem o mesmo formato visual como o da Figura 8.4. Nesta fase, e na opinião do autor, o mais importante são os resultados auferidos pelo programa, uma vez que são estes os que mais facilmente proporcionam a análise e comparação dos critérios de conforto.

Da informação subjacente à Tabela 9.5, a primeira conclusão que está evidente é que para um grupo de 15 peões que atravessam a ponte em perfeita sincronização, garantidamente sentirão grandes incómodos ao fazer o trajecto. Mais ainda, é muito provável que nem consigam percorrer a totalidade da ponte em perfeita sincronização, pois para o nível de acelerações registado é natural gerarem-se movimentos bruscos do pavimento que ocasionem a dessincronização do grupo.

Como mais adiante se verá, este caso de carga que simula o efeito de um grupo é severamente mais gravoso do que o que equivale a uma concentração algo densa de peões, constante na situação descrita a seguir (no sub capítulo 9.2.2) na situação da Ponte Carregada.

A razão para este facto pode ser interpretada através de duas vertentes lógicas, uma matemática e outra física.

Iniciando-se a explanação do fenómeno mediante o efeito físico, o autor pensa que será pedagógico recorrer a um velho ditado para exemplificar melhor o assunto. Assim, e segundo se diz na linguagem comum “*A união faz a força*”, parece centralizar a ideia chave do problema, isto é, um grupo consegue transmitir mais energia focalizada à estrutura, do que um conjunto de peões onde apenas parte se encontra sincronizada, ou muitas das vezes não se encontram simplesmente, mas que para lá caminham.

Quanto à explicação matemática dos factos, é mediante o cálculo do número de pessoas que se encontram sincronizadas que se consegue quantificar aproximadamente qual dos casos tenderá a ser mais gravoso, se o relativo ao grupo de peões, se o correspondente à pequena concentração pedonal.

O motivo pelo qual foi usado o termo aproximado no parágrafo anterior, deve-se às circunstâncias nas quais foram determinados cada caso de carga. Recorde-se que o grupo de peões é um caso de carga da situação da Ponte Vazia, enquanto que a pequena concentração concerne à situação da Ponte Carregada, o que significa então que as frequências próprias em cada caso são distintas, sendo no entanto próximas e correlativas entre si.

Retomando a análise inicial, para o grupo de 15 peões foi já mencionado que equivalem à presença de 15 pessoas em perfeita sincronização, restando por isso determinar quantos peões é que estão sincronizados para o caso de uma pequena concentração de peões, como seja para uma densidade d

de 0,5peões/m². Usufruido correctamente da expressão indicada no SYNPEX para o cálculo de peões equivalentes, expressos desta vez no número de peões, que faz intervir não apenas a densidade de peões d , mas também a superfície horizontal S , bem como do coeficiente de amortecimento da estrutura ξ , obtém-se:

$$N_{eq} = 10,8 \cdot \sqrt{\xi \times S \times d} = 10,8 \cdot \sqrt{0,005 \cdot 3,5 \cdot \left(\sqrt{60^2 + 3,60^2} \right) \cdot 0,5} = 7,83$$

$$N_{eq} \approx 8 \text{ Peões}$$

Uma vez determinado o número equivalente de peões, torna-se claro o porquê da resposta do grupo ser mais elevada do que a do caso relativo à densidade pedonal reduzida. Como em qualquer um dos casos, o número equivalente de peões é um dos parâmetros definidores da amplitude da acção, na razão proporcional a esta, e mantendo-se os outros coeficientes constantes, então o caso de carga que tiver maior número equivalente de peões, terá maior amplitude a acção correspondente, o que se repercutirá por sua vez numa maior ampliação da resposta.

Note-se que apesar do reduzido valor para o número equivalente de peões, respeitante ao caso da pequena densidade pedonal, a totalidade de pessoas envolvidas era de 105 (recorde-se que $N_p = S \times d$), o que não deixa de ser algo significativo. Esta curiosidade acaba por revelar a redução que está implícita na expressão do número equivalente de peões para pequenas densidades.

9.2.2. SITUAÇÃO DA PONTE CARREGADA

Em relação à situação da Ponte Carregada, o SYNPEX sugere vários casos de carga passíveis de serem realizados com o propósito de simular várias combinações de atravessamento. É precisamente esta uma das características mais importantes que o presente Draft tem quando comparada com a Guideline Francesa, na medida que esta última restringe e condiciona os casos de carga susceptíveis de serem aplicados às estruturas, consoante as classes de tráfego a que estas pertencem, ao passo que no SYNPEX é dada total liberdade ao projectista de escolher qual o tipo de carregamento que melhor se ajusta à passagem de peões estimada (se na fase de projecto) ou real (se na fase posterior à conclusão da obra).

Assim sendo, não só de forma a aproveitar os resultados já efectuados na abordagem segundo a Guideline, mas também como nessa altura foi explicado, a consideração de uma densidade fraca de peões conduz, na perspectiva do autor, ao tipo de cargas mais próximas da realidade que a dita ponte pode nos próximos tempos vir a ter que encarar, nas situações mais extremas de carregamento. Por este motivo a sugestão de uma densidade pedonal no valor de $d = 0,5 \text{ peões/m}^2$ cumpre os objectivos que uma análise mais realista requer. Além disso, sendo um caso de estudo em tudo semelhante a um executado neste mesmo documento, deixa de ter mero interesse por se tratar de uma repetição, motivo aliás pelo qual é deixado a sugestão para que uma nova leitura dessa mesma secção seja consentida (ver sub Capítulo 8.4).

Quanto à utilização do caso analisado segundo a Guideline, note-se que esta define os casos de carga através de expressões cuja variação harmónica é dada por uma função co-seno, ao passo que no SYNPEX a função escolhida é seno, pelo que, antes de pensar que existe alguma disparidade quanto às formulações adoptadas, atenda-se ao facto de que o recurso à uma função sinusoidal (seno ou co-seno) neste tipo de análises, não tem qualquer grau de importância visto que o que se procura é a resposta máxima da ponte ao longo do tempo. Por esta razão é válida a aproximação do caso de carga

desenvolvido segundo os critérios da Guideline na situação da Ponte Carregada para caracterizar desta vez o estipulado pelo SYNPEX.

Refira-se ainda que em face do valor admitido para a densidade pedonal, o SYNPEX classifica o tipo de atravessamento sobre a ponte por tráfego denso, e é expresso na simbologia do Draft por *TC3*.

9.3. VERIFICAÇÕES AOS ELS

9.3.1. VERIFICAÇÕES AOS ELS SEGUNDO UMA ANÁLISE CLÁSSICA

As verificações ao ELS da ponte pedonal quando efectuada uma análise clássica podem ser consultadas neste documento na secção da abordagem segundo a Guideline Francesa relativamente ao tema em causa (ver sub capítulo 8.5.1). Isto deve-se ao facto da análise requerida pelo SYNPEX não constituir qualquer especificidade de cálculo que origine uma distinção da filosofia que já foi desenvolvida.

9.3.2. AVALIAÇÃO DO ELS ESPECÍFICO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

O procedimento de análise que agora irá ser desenvolvido é em tudo semelhante ao descrito anteriormente quando foi avaliada a Guia Francesa. Com o propósito de abreviar a informação contida, e uma vez que neste ponto é presumido que a leitura dos sub capítulos anteriores está consumada, recomenda-se que seja revista uma vez mais a Figura 8.31 relativa às secções onde se procederá à determinação dos esforços, nos perfis IPE600.

9.4. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS PARA AS ACÇÕES DINÂMICAS

9.4.1. PONTE VAZIA

9.4.1.1. CASO INDIVIDUAL DA ACÇÃO DE UM PEÃO ISOLADO

Do mesmo modo como procedido na análise da ponte pedonal para a situação da Ponte Vazia anteriormente efectuada, os esforços em serviço são formados por um lado, pela componente do carregamento estático e por outro pela fracção associada ao carregamento dinâmico, havendo que calcular por isso cada uma das componentes anteriores de forma separada.

Sendo assim, os resultados que a seguir são indicados dizem respeito aos momentos da estrutura quando sujeita ao carregamento estático, isto é, ao seu peso próprio (peso das nervuras e das tábuas de madeira incluídos):

Tabela 9.6. – Momentos flectores devidos ao carregamento estático da Ponte Vazia.

	<i>Momentos Flectores [kN · m]</i>			
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	132,13	132,14	132,13	132,14
M_y^B	-235,12	-235,12	-235,12	-235,12
M_z^A	0	0	0	0
M_z^B	0	0	0	0

Como era de esperar, os valores constantes na Tabela 9.6 são idênticos aos apresentados aquando do estudo segundo a Guia Francesa, uma vez que não houve alteração das cargas envolvidas.

Relativamente aos momentos oriundos das acções dinâmicas, são definidas as Tabelas 9.7 a 9.10, patenteando em cada caso a força e a frequência avaliada. Note-se contudo que tratando-se de casos individuais da acção, o coeficiente redutor k deve ser novamente utilizado, em virtude de a um decréscimo de acelerações estar subentendido também uma redução dos momentos dinâmicos actuantes. Uma observação importante será alertar o leitor de que nas tabelas seguintes o factor redutor k já se encontra aplicado, o que significa portanto, que os resultados ilustrados constituem os dados práticos a contabilizar na análise. Relembre-se por último que o factor k assume um valor de 0,45 para a ponte pedonal em estudo:

Tabela 9.7. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 1º caso analisado.

1º Caso : $f_1 = 1,81\text{Hz}$				
$F_{p1,v}(t) = 204 \cdot \sin(11,36 \cdot t) [N]$			Nó : 2355	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	4,06	4,06	4,06	4,06
M_y^B	4,06	4,06	4,06	4,06
M_z^A	0,36	0,36	0,36	0,36
M_z^B	0,36	0,36	0,36	0,36

Tabela 9.8. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 2º caso analisado.

2º Caso : $f_2 = 1,98\text{Hz}$				
$F_{p2,v}(t) = 248 \cdot \sin(12,44 \cdot t) [N]$			Nó : 1529	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	8,53	8,53	18,70	18,70
M_y^B	8,53	8,53	18,70	18,70
M_z^A	0,32	0,32	0,32	0,32
M_z^B	0,32	0,32	0,32	0,32

Tabela 9.9. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 3º caso analisado.

3º Caso : $f_3 = 2,51\text{Hz}$				
$F_{p3,v}(t) = 389 \cdot \sin(15,77 \cdot t) [N]$			Nó : 40	
	Momentos	Flectores	$[kN \cdot m]$	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	17,29	17,29	38,58	38,58
M_y^B	17,29	17,29	38,58	38,58
M_z^A	0,46	0,46	0,46	0,46
M_z^B	0,46	0,46	0,46	0,46

Tabela 9.10. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 4º caso analisado.

4º Caso : $f_4 = 2,52\text{Hz}$				
$F_{p4,v}(t) = 391 \cdot \sin(15,86 \cdot t) [N]$			Nó : 954	
	Momentos	Flectores	$[kN \cdot m]$	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	17,32	17,32	38,78	38,78
M_y^B	17,32	17,32	38,78	38,78
M_z^A	0,47	0,47	0,42	0,42
M_z^B	0,47	0,47	0,42	0,42

A envolvente de esforços nesta situação da Ponte Vazia é conseguida, adicionando os momentos flectores dinâmicos com os estáticos, resultando os valores presentes na Tabela 9.11:

Tabela 9.11. – Envolvente final dos momentos flectores na situação da Ponte Vazia (casos individuais da acção).

Envolvente Final				
	Momentos	Flectores	$[kN \cdot m]$	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	170,91	170,91	170,91	170,91
M_y^B	-273,9	273,9	-273,9	273,9
M_z^A	1,01	1,01	1,01	1,01
M_z^B	1,01	1,01	1,01	1,01

9.4.1.2. CASO DE UM GRUPO DE PEÕES

No que concerne ao grupo de peões, a metodologia adoptada passa por considerar em termos do carregamento estático, as acções respectivas ao peso próprio da estrutura, adicionado do peso do grupo de peões que desta vez não é desprezável, ao passo que as acções dinâmicas são abordadas conforme cada caso estudado. Saliente-se que a distinção deste caso em relação ao estudo individual de um peão isolado consiste em contabilizar o peso do grupo de peões, porque na determinação dos esforços estes têm real importância, o que não deve ser confundido com a necessidade de proceder à alteração da massa da ponte, com vista ao cálculo das frequências naturais da estrutura, conforme explicado no princípio deste Capítulo 9. Posteriormente, a envolvente de esforços é conseguida pela adição das parcelas estáticas e dinâmicas da acção.

Pela razão anterior, a Tabela 9.12 é relativa às acções referentes ao carregamento estático de um grupo de peões, e contempla simultaneamente os momentos induzidos pelo peso próprio da ponte, bem como os que são engendrados pela presença das 15 pessoas sobre o tabuleiro:

Tabela 9.12. – Momentos flectores devidos ao carregamento estático da Ponte Vazia para o grupo.

	<i>Momentos Flectores</i>		<i>[kN · m]</i>	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	168,68	168,68	168,68	168,68
M_y^B	-252,02	-252,02	-252,02	-252,02
M_z^A	0	0	0	0
M_z^B	0	0	0	0

Quanto aos momentos oriundos das acções dinâmicas para este novo caso do grupo de peões, são definidas as Tabelas 9.13 a 9.16, exibindo em cada caso a força e a frequência avaliada.

Tabela 9.13. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 1º caso analisado.

1º Caso : $f_1 = 1,81\text{Hz}$				
$P_1(t) = 34,94 \cdot \sin(11,36 \cdot t) \text{ [N / m]}$		<i>Acção Distribuída</i>		
	<i>Momentos Flectores</i>		<i>[kN · m]</i>	
<i>Perfil IPE600</i>	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	115,43	115,43	115,43	115,43
M_y^B	115,43	115,43	115,43	115,43
M_z^A	10,10	10,10	10,10	10,10
M_z^B	10,13	10,13	10,13	10,13

Tabela 9.14. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 2º caso analisado.

2º Caso : $f_2 = 1,98\text{Hz}$				
$P_2(t) = 34,94 \cdot \sin(12,44 \cdot t) [N/m]$	Acção		Distribuída	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	197,42	197,42	197,42	197,42
M_y^B	197,42	197,42	197,42	197,42
M_z^A	7,26	7,26	7,26	7,26
M_z^B	7,26	7,26	7,26	7,26

Tabela 9.15. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 3º caso analisado.

3º Caso : $f_3 = 2,51\text{Hz}$				
$P_3(t) = 34,94 \cdot \sin(15,77 \cdot t) [N/m]$	Acção		Distribuída	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	331,51	331,51	331,51	331,51
M_y^B	331,51	331,51	331,51	331,51
M_z^A	6,19	6,19	6,19	6,19
M_z^B	6,19	6,19	6,19	6,19

Tabela 9.16. – Momentos flectores resultantes da acção dinâmica para o 4º caso analisado.

4º Caso : $f_4 = 2,52\text{Hz}$				
$P_4(t) = 34,94 \cdot \sin(15,86 \cdot t) [N/m]$	Acção		Distribuída	
	Momentos	Flectores	[kN · m]	
Perfil IPE600	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	342,16	342,16	342,16	342,16
M_y^B	342,16	342,16	342,16	342,16
M_z^A	1,59	1,59	1,59	1,59
M_z^B	1,59	1,59	1,59	1,59

A envolvente de esforços nesta situação da Ponte Vazia é conseguida, adicionando os momentos flectores dinâmicos com os estáticos, donde resulta finalmente a Tabela 9.17:

Tabela 9.17. – Envolvente final dos momentos flectores na situação da Ponte Vazia para o grupo de peões.

<i>Perfil IPE600</i>	<i>Envolvente</i>		<i>Final</i>	
	<i>Momentos</i>	<i>Flectores</i>	<i>[kN · m]</i>	
	(1)	(2)	(3)	(4)
M_x^A	0	0	0	0
M_x^B	0	0	0	0
M_y^A	510,84	510,84	510,84	510,84
M_y^B	-594,18	-594,18	-594,18	-594,18
M_z^A	10,10	10,10	10,10	10,10
M_z^B	10,13	10,13	10,13	10,13

9.4.2. PONTE CARREGADA

Do mesmo modo como já foi explicado quando no domínio das acelerações, para a situação da Ponte Carregada, o autor recomenda que seja feita uma nova leitura da secção específica a esta situação, descrita na modelação segundo a Guia Francesa, para uma melhor compreensão dos pressupostos assumidos e consequentemente dos resultados observados, visto que o caso de estudo é em tudo semelhante ao que já foi efectuado neste documento no sub capítulo 8.5.2.2.

9.5. CÁLCULO DAS TENSÕES NORMAIS NO ELS

Uma vez conhecidas as envoltentes de esforços em cada um dos casos de carga analisados, torna-se viável compilar uma tabela que disponha da informação do cálculo de tensões, em particular as que são originárias dos momentos flectores determinados nos sub capítulos anteriores. Para isso, a Tabela 9.18 reflecte as tensões instaladas na ponte pedonal, para os diversos casos de carga modelados:

Tabela 9.18. – Tensões normais máximas estimadas para a direcção y , nas condições de serviço.

$\sigma_i = \frac{M_i}{I_i} \times d_i \Rightarrow \text{Tensão Normal na direcção } i$					
$I_y = 0,001841668m^4$					
$d_y = 0,30m$					
Ponte Vazia Caso Individual		Ponte Vazia Grupo de 15 peões		Ponte Carregada $d = 0,5 \text{ peões} / m^2$	
$M_y^{máx}$ [kN · m]	$\sigma_y^{máx}$ [MPa]	$M_y^{máx}$ [kN · m]	$\sigma_y^{máx}$ [MPa]	$M_y^{máx}$ [kN · m]	$\sigma_y^{máx}$ [MPa]
170,91	27,84	510,84	83,21	343,83	56,0
-273,9	44,62	-594,18	96,79	- 476,88	77,7

Deste modo, em função da classe de resistência dos perfis metálicos existentes na estrutura apresentarem uma tensão de cedência em redor de 355MPa, e ainda, tendo em conta a ordem de grandeza das tensões registadas para o ELS, pode-se deduzir que a ponte não apresentará quaisquer falhas em termos de desempenho estrutural, ou seja, e citando a terminologia do SYNPEX, não consentirá situações do tipo irreversíveis ou quando muito reversíveis.

9.6. VERIFICAÇÃO AO ELU

Na verificação aos ELU segundo os princípios do SYNPEX, torna-se necessário realizar desde já a distinção entre os casos de carga que dizem respeito às situações persistentes e transitórias, das que têm carácter accidental. Assim, o autor acha por bem fazer essa distinção, consoante a abordagem que já foi previamente estudada. Por este motivo, os casos de carga em ELU que procuram majorar os carregamentos estáticos, são enquadrados nos tipos Persistentes ou Transitórios e são abordados com todo o detalhe logo no sub capítulo que se segue, referente à metodologia clássica, enquanto que as acções accidentais, pertencerão ao conjunto dos carregamentos dinâmicos.

9.6.1. AVALIAÇÃO DO ELU SEGUNDO A METODOLOGIA CLÁSSICA

Designados no SYNPEX como casos de análise próprios de verificação ao ELU, as situações Persistentes ou Transitórias pretendem adaptar as verificações clássicas que actualmente os Eurocódigos estão a implementar nos diversos documentos de aplicação, nos múltiplos países membros.

Uma vez que a abordagem ao ELU quando à respeito da Guia Francesa foi utilizado o RSA como documento de aplicação mais prático, e devido ao facto desta Norma Portuguesa contemplar coeficientes dinâmicos na formulação das respectivas acções, torna-se evidente que àquele estudo ao ELU já conseguido anteriormente pode ser reaproveitado para caracterizar agora as exigências do SYNPEX. Por este motivo, sugere-se a consulta do estudo aos ELU efectuado no sub-capítulo 8.6.1 referente à Guideline Francesa.

9.6.2. CÁLCULO DAS TENSÕES NORMAIS NO ELU

Como explicado no ponto anterior, as tensões normais devidas aos carregamentos inerentes às acções que um ELU requer mediante a abordagem clássica da questão, encontram-se no sub capítulo 8.6.2, correspondente ao estudo desenvolvido pela Guia Francesa à esse respeito.

9.6.3. AVALIAÇÃO DO ELU PARA O CASO ESPECÍFICO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

À semelhança da Guideline Francesa, a norma SYNPEX delimita um caso de carga onde seja estimulada a estrutura mediante uma combinação de acções de natureza accidental. Com isto, pretende-se precaver situações onde possa haver actos de vandalismo e por isso, será interessante verificar além do nível de acelerações, a segurança da estrutura.

Uma vez que a definição das características da acção accidental são da responsabilidade do projectista, o autor considera que um caso de carga de natureza dinâmica como o que foi desenvolvido por especificação e imposição da Guideline Francesa, trata-se de uma situação gravosa o suficiente para que seja considerado como um caso representativo do tipo de combinação pretendido nesta análise.

Ainda para mais, recorda-se que a acção accidental descrita nesta tese à respeito da combinação pedida, foi calculada para uma densidade de peões de $d = 1\text{peão} / m^2$, que por si só é indicador do grau de exigência a que está sendo submetida a estrutura.

Pelos motivos anteriormente descritos, considera-se que todos os procedimentos descritos na abordagem da combinação accidental segundo a Guideline Francesa (ver sub capítulo 8.6.3), bem como dos principais resultados aí obtidos, constituem um estudo que responde de forma satisfatória às especificações do SYNPEX, quanto à análise pretendida para o efeito.

10

**MODELAÇÃO EXPERIMENTAL
IN-SITU****10.1. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DO ENSAIO EXPERIMENTAL**

Uma vez concluída a análise computacional da ponte pedonal junto ao edifício transparente, o autor encarou que um estudo experimental In-Situ podia muito bem representar uma possível validação dos resultados auferidos pelo programa informático.

Na verdade, além de constituir uma via de comparação de resultados, como por exemplo das frequências naturais, a realização de um ensaio In-Situ englobava um interesse adicional, devido ao facto de este permitir, a determinação do coeficiente de amortecimento da estrutura para certos modos de vibração, adquirindo por isso, um carácter lúdico e pedagógico.

Além disso, e na opinião do autor, o verdadeiro ganho da realização desta actividade experimental reside no facto de através desta, ser também praticável a comparação dos efeitos entre o nível de acelerações registados no local, e os que advêm da modelação, o que faculta uma avaliação do desempenho de cada guia, quanto às respectivas formulações das acções individuais dos peões.

Deste modo, e com o consentimento da Prof.^a Dr.^a Elsa Caetano e do Prof. Dr. Álvaro Cunha, tornou-se viável a exequibilidade de um ensaio experimental.

Os aparelhos usados para a medição das características geométricas e experimentais foram dois acelerómetros piezoeléctricos, um de origem Americana, denominado por PCB, e cuja sensibilidade era de $10mg$ ou seja, aproximadamente $0,1m/s^2$. O outro acelerómetro era um Modelo Dinamarquês, designado por Brüel&Kjaer, tecnologicamente mais evoluído que o da marca americana, fazia o registo já em m/s^2 , e tinha $1Hz$ como limite mínimo de registo para a frequência natural da ponte pedonal.

Qualquer um dos dois aparelhos apresentados respondia de forma eficiente ao problema proposto, visto que o Modelo Americano tinha uma sensibilidade que garantia por exemplo, a detecção de acelerações superiores aos $0,1m/s^2$, revelando-se promissor quanto à detecção dos modos horizontais de oscilação. Atenda-se que quer na Guideline Francesa, quer no SYNPEX, o valor limítrofe mais importante relativo às acelerações horizontais são os $0,1m/s^2$, ora por ser o valor da aceleração horizontal máxima permitida na primeira, ora porque é o valor que faz a alternância entre as classes de conforto 1 e 2, na segunda. O Modelo Dinamarquês por seu turno também apresentava características que eram uma mais valia do seu recurso, como era o facto de registar toda a gama de frequências, desde que superiores a $1Hz$. Isto significa que todas as frequências verticais para as quais está virado o estudo de pontes pedonais haviam de ser absorvidas na análise, enquanto que as frequências

horizontais que se situem por exemplo entre $0,5\text{ Hz}$ e 1 Hz , podiam ser negligenciadas. No entanto, e não estando previstos modos horizontais de vibração, existe grande utilidade na utilização deste aparelho.

As Figuras 10.1, 10.2 e 10.3 mostram algumas componentes dos acelerómetros usados no dia em que a actividade experimental foi levada a cabo, indicando-se em cada caso a designação respeitante à cada aparelho:

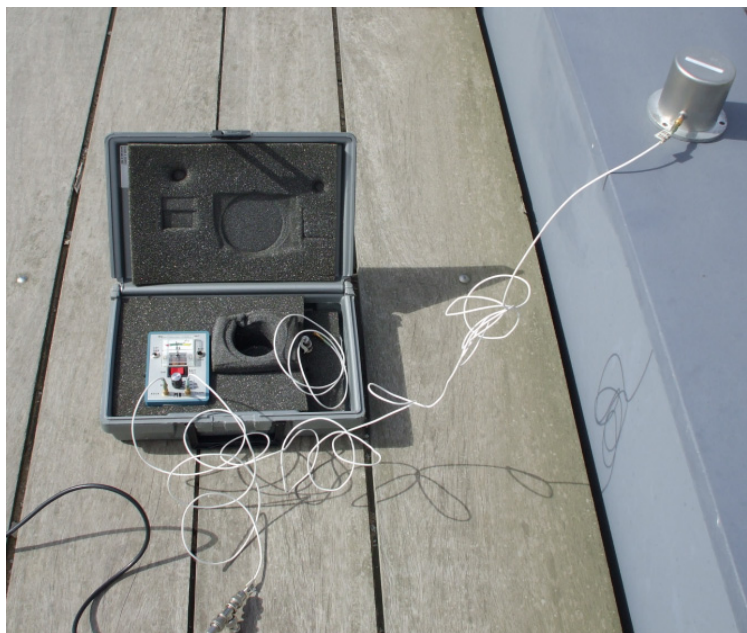


Fig.10.1. – Acelerómetro piezoeléctrico e respectiva componente eléctrica – Modelo Americano.



Fig.10.2. – Acelerómetro piezoeléctrico – Modelo Dinamarquês de Brüel&Kjaer.



Fig.10.3. – Caixa eléctrica associada ao Modelo Dinamarquês de Brüel&Kjaer.

Para além dos aparelhos mencionados, uma fita métrica também teve utilidade na medição das características reais da ponte, visto que muitas vezes pequenas alterações do projecto podem ser feitas em obra, durante a construção da mesma, como de facto foi constatado.

A alteração das características geométricas da ponte tem repercussões em possíveis desvios de resultados entre a modelação computacional e a que resulta do ensaio experimental In-Situ, devido ao facto de, ao mudar a configuração da ponte nos seus traços principais, está subjacente uma alteração simultânea da rigidez bem como da massa da estrutura.

No seguimento desta abordagem, apresenta-se uma figura que pretende esclarecer a metodologia base que foi adoptada, de modo a posteriormente o leitor conseguir associar os dados obtidos. São simultaneamente apresentadas as vistas em alçado e planta, nas quais é indicado o posicionamento relativo do Parque da Cidade e do Edifício Transparente, bem como do lado Nascente e Poente, para uma melhor compreensão. Alerta-se que cada um dos pontos notáveis representados na Figura 10.4 corresponde ao seu posicionamento na ponte, mantendo-se distâncias equidistantes entre elementos de um mesmo tramo.

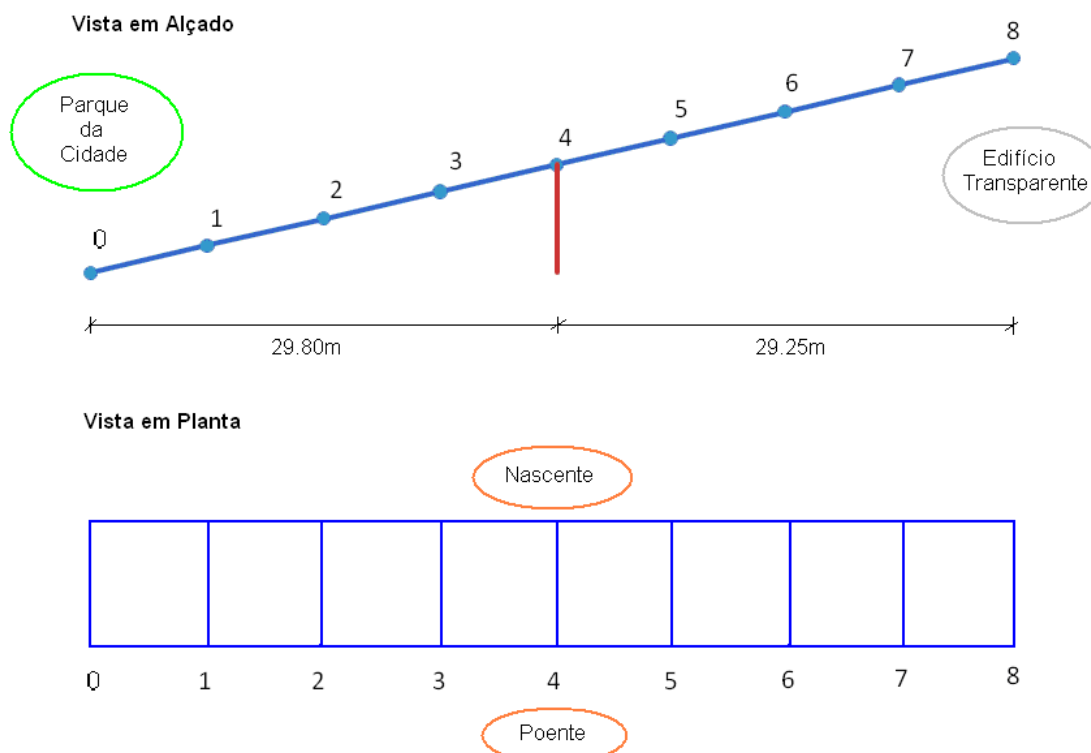


Fig.10.4. – Vista em alçado e em planta dos pontos escolhidos para a realização do ensaio In-Situ.

Logo a primeira ideia a reter da figura anterior é o facto da obra não corresponder na sua íntegra aos dados que o projecto especifica. Por esta razão pode existir uma disparidade dos resultados obtidos entre a modelação informática e a que advém da actividade experimental.

Note-se contudo que mesmo que houvesse completa harmonia entre o projecto e a sua execução final, pelo simples facto de na modelação muitos dos parâmetros terem sido adoptados como mera referência de muitas pontes metálicas já construídas, como seja o critério adoptado para quantificar o peso das nervuras, ou mesmo o valor assumido para a densidade volúmica das tábuas de madeira, podem ter projecções importantes em diferenças de resultados.

Pela razão anterior, o autor procedeu à uma nova modelação experimental, modificando exclusivamente as dimensões longitudinais da ponte pedonal, para fazer completa correspondência com a situação real da estrutura. A Figura 10.5 ilustra uma vista em planta da nova ponte modelada, na qual é visível a redução do comprimento longitudinal em cada um dos vãos da mesma.

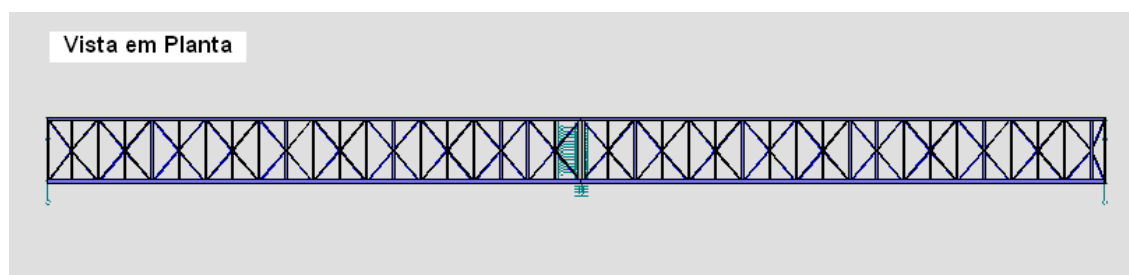


Fig.10.5. – Vista em planta da Ponte Real modelada no ROBOT.

Uma vista em alçado também é colocada através da Figura 10.6, para denotar o posicionamento relativo da ponte, permitindo assim implementar uma perspectiva 3D à Figura 10.4 anterior.

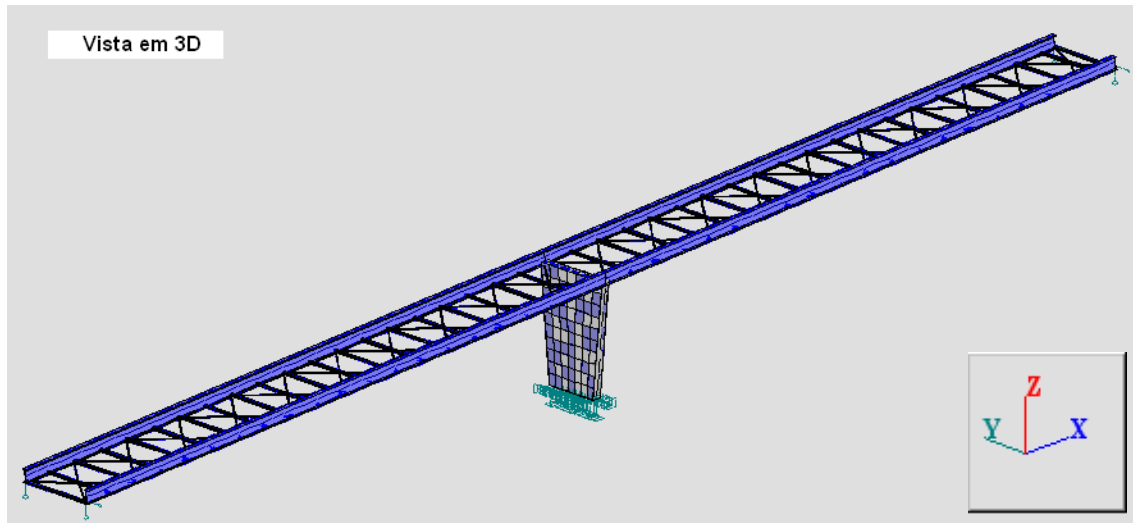


Fig.10.6. – Vista 3D da Ponte Real modelada no ROBOT.

10.2. DETERMINAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DA ESTRUTURA

Depois de explicadas algumas das características mais relevantes, dá-se início ao processo correspondente à apresentação dos resultados práticos.

A actividade experimental teve lugar no dia 8 de Março de 2008, dia da Mulher no território Nacional Português, e decorreu com normalidade entre o final do período da manhã e o princípio de tarde. À excepção da passagem de alguns peões em alguns períodos, não ocorreram quaisquer incidentes graves ao ponto de perturbar ou distorcer os resultados conseguidos.

Com vista à obtenção das diversas frequências naturais da estrutura, em primeiro lugar foi registada a resposta ambiental, isto é, as frequências foram medidas sem qualquer tipo de excitação intencional.

Interessa também referir que no princípio, o registo dos dados contemplavam um intervalo de frequências muito extenso (próximo dos 23 Hz), quando a gama de frequências necessário seria no máximo de 5 Hz . Por esta razão, logo após a primeira medição, foram alteradas as características de registo, para um novo valor máximo mas onde estivessem contidas todas as frequências inferiores ou iguais a 8 Hz .

Foi localizado o referencial do sistema no Ponto 3 do lado Nascente, o que significa que todos os outros pontos onde forem posicionados o acelerómetro, estarão registando valores relativamente ao ponto onde se localiza a referência.

Para além disso, é importante explicitar que a resposta temporal obtida é de imediato transferida para o computador onde é feita a conversão automática de registos para o domínio das frequências.

A Tabela 10.1 contém os resultados das frequências naturais obtidas, nos vários posicionamentos relativos entre ambos os Canais 1 e 2:

Tabela 10.1. – Frequências naturais apuradas pelo ensaio experimental (*Hz*).

Ponto 3 (nascente) <i>Hz</i>	Ponto 3 (poente) <i>Hz</i>	Ponto 1 (nascente) <i>Hz</i>	Ponto 2 (nascente) <i>Hz</i>	Ponto 6 (nascente) <i>Hz</i>
				1,46
				1,50
				1,83 ⁽¹²⁾
1,99	1,98	1,99	1,98	1,99
2,17	2,17	2,17	2,17	2,19
			3,19	
		3,42	3,35	
				5,86
				5,98
7,01		7,01	7,01	

Note-se que as figuras que permitiram sintetizar a Tabela 10.1 estão dispostas no Anexo A deste documento, e como tal podem ser consultadas para eventuais esclarecimentos.

Por outro lado, as frequências naturais resultantes da nova modelação intitulada pelo autor por Ponte Real, através do software ROBOT e para a situação da Ponte Vazia, são as que de seguida se encontram na Tabela 10.2.

Atenda-se à grande semelhança entre os resultados conseguidos em qualquer um dos dois procedimentos elaborados.

Tabela 10.2. – Frequências naturais apuradas através da modelação computacional (*Hz*).

<i>Frequência</i> <i>Hz</i>	<i>Modo de Vibração</i>
1,86	1º Modo de Flexão
2,05	1º Modo de Torção
2,60	2º Modo de Flexão
2,61	2º Modo de Torção
3,51	Modo combinado Longitudinal com Flexão
5,73	Modo Transversal com Flexão
5,92	Modo Transversal com Flexão
7,07	3º Modo de Torção
7,17	3º Modo de Flexão

10.3. RESPOSTA DA ESTRUTURA EM FACE DE DIFERENTES CONDIÇÕES DE ATRAVESSAMENTO

10.3.1. RESPOSTA EXPERIMENTAL

Depois de ter medido as frequências próprias da estrutura, a experiência prosseguiu, desta vez com a finalidade em averiguar qual o nível de oscilação que a ponte pedonal atinge, quando atravessada por alguns peões em diversos cenários.

⁽¹²⁾ Este valor foi apurado no ensaio da excitação do modo de flexão para obtenção do coeficiente de amortecimento daquele mesmo modo.

Os canais foram posicionados com o propósito de efectuar medições em ambos os tramos da ponte pedonal, pelo que o Canal 1 ficou localizado no Ponto 2, enquanto que o segundo canal se situou no Ponto 6, ficando ambos os canais no lado Nascente da estrutura.

Com vista a quantificar o nível de oscilação de uma forma mais abrangente, foram requeridos múltiplos tipos de passagem. Os ensaios realizados foram vocacionados não apenas para o estudo do caminhar, mas também contemplam casos típicos de corrida, quer em situações dotadas por um único peão, quer nas associações compostas por grupos de peões de três elementos cada.

Para uma melhor discretização dos sucessivos acontecimentos, apresentam-se as diversas ocorrências de passagem efectuadas, indicando-se posteriormente o espectro médio de resposta observada em ambos os canais.

- Passagem em descida a 2 Hz por um peão isolado;
- Passagem em descida a 2 Hz por um peão isolado;
- Passagem em descida a 2 Hz por um peão isolado;
- Subida do grupo de três peões a 2 Hz ;
- Descida do grupo de três peões a 2 Hz ;
- Subida de um peão isolado em corrida;
- Subida de um peão isolado em corrida;
- Subida de um peão isolado em corrida;
- Descida do grupo de três peões em corrida.

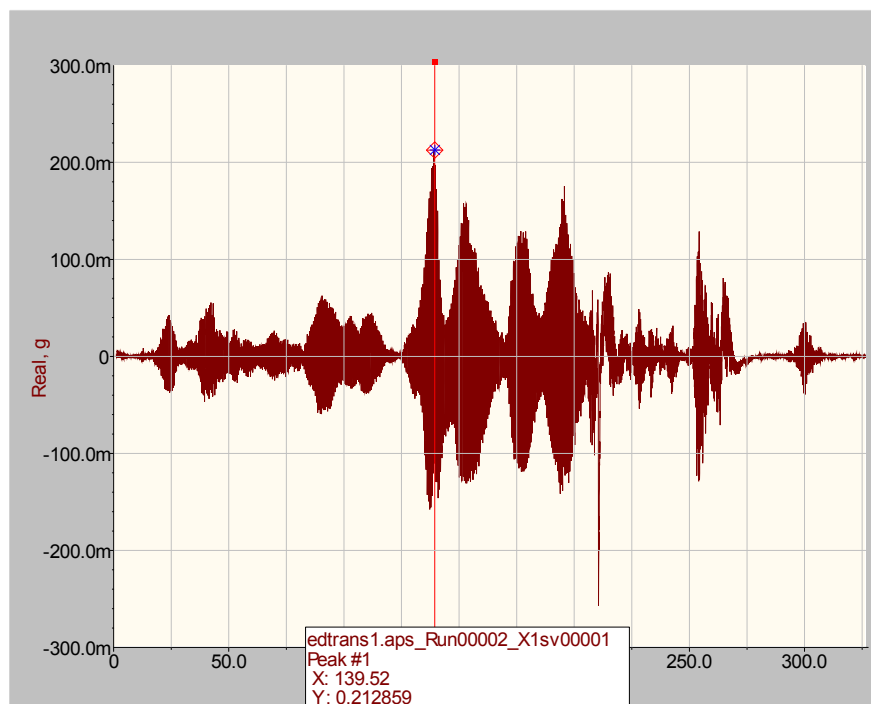


Fig.10.7. – Espectro médio de resposta gerado no Canal 1 em *mg* (No domínio dos tempos).

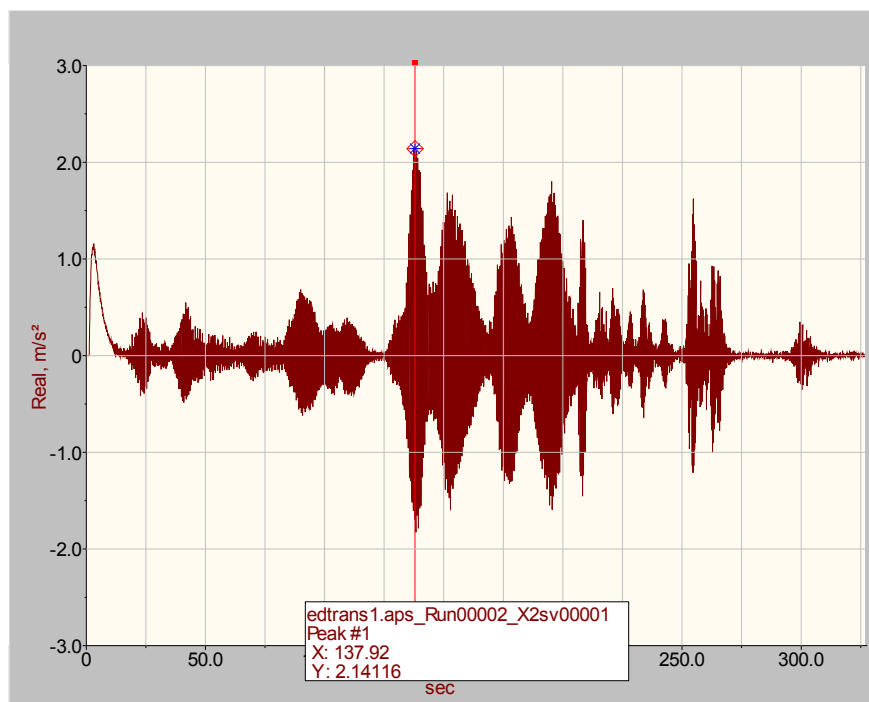


Fig.10.8. – Espectro médio de resposta gerado no Canal 2 em m/s^2 (No domínio dos tempos).

Atenda-se que, devido ao facto do processo de análise ser registado continuamente ao longo do tempo, todas as situações anteriores são obtidas num único gráfico de resposta, sendo viável a comparação do nível de acelerações, respeitante a cada período do movimento.

Com base nos espectros anteriores, é possível compilar duas figuras que representem o nível de acelerações em cada situação específica. De notar que a informação recolhida diz respeito ao Ponto 6 relativo ao lado Nascente, isto é, a meio vão do tramo mais próximo do Edifício Transparente. Apresentam-se assim as Figuras 10.9 e 10.10, relativas às situações de marcha e corrida, respectivamente:

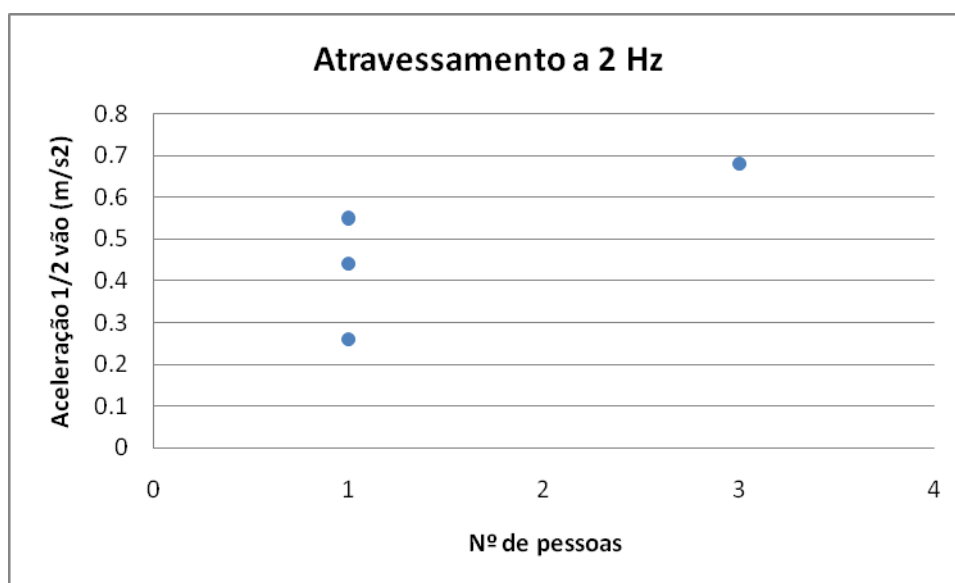


Fig.10.9. – Acelerações medidas In-Situ para passagens individuais e colectivas de peões em marcha.

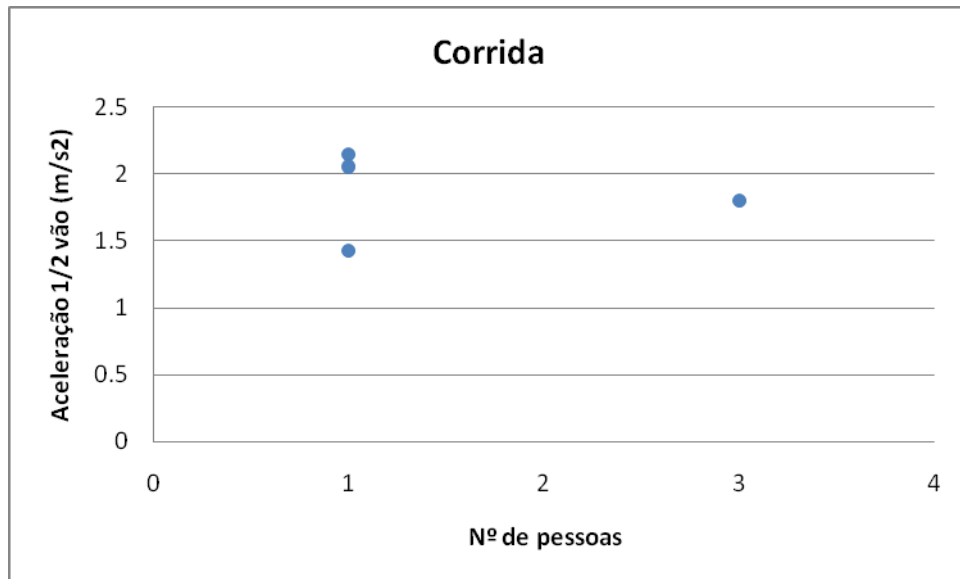


Fig.10.10. – Acelerações medidas In-Situ para passagens individuais e colectivas de peões em corrida.

10.3.2. RESPOSTA SEGUNDO UMA MODELAÇÃO NUMÉRICA

Com vista a verificar o grau de aproximação numérica que a guia SYNPEX e a recomendação do SÉTRA apresentam, em função dos modelos de carga ensaiados experimentalmente, seguem-se algumas modelações através do software ROBOT MILLENNIUM, consoante cada caso de interesse.

Uma primeira nota será mencionar o facto da Guideline ser mais restritiva quanto aos casos de estudo possíveis de simular do que por exemplo os definidos pelo SYNPEX, visto que neste último a modelação de grupos de peões é tido como um caso de carga bem definido com todo o rigor, ao invés da Guia Francesa que se limita a descrever casos pontuais de carga ou casos de carga colectivos mas com grandes densidades pedonais.

Deste modo, o autor preferiu subdividir cada caso de comparação em sub capítulos, com o propósito de organizar melhor a informação referente a cada um e manter deste modo um enquadramento comparativo lógico e coerente. Assim, resta assinalar que foram registados em cada caso de estudo, a resposta máxima, bem como a resposta onde se localizavam os acelerómetros experimentais, para salvaguardar uma comparação mais precisa.

10.3.2.1. CASO DE UM PEÃO ISOLADO EM ANDAMENTO A 2 Hz

Neste caso de estudo, a abordagem que irá ser efectuada contém simultaneamente a resposta dada pela Guideline, assim como pelo SYNPEX. O objectivo passa por determinar a aceleração máxima que um peão em andamento pode eventualmente proporcionar à ponte pedonal, quando em ressonância com a mesma. Quer isto dizer logo à partida que a resposta formulada mediante uma modelação numérica deve ser no mínimo igual ao valor medido In-Situ, e deverá ser muito provavelmente superior, dado que durante a realização da actividade experimental apenas ocasionalmente é que o corpo humano consegue entrar em perfeita ressonância com a estrutura.

Posto isto e passando para as acções definidas em cada documento, refira-se que as frequências de excitação consideradas são aquelas que foram registadas no ROBOT aquando da análise modal respectiva, e que estão em concordância com cada um dos modos excitados experimentalmente.

Seguem-se as Tabelas 10.3 e 10.4 que contêm toda a informação relativa às acções consideradas, assim como da resposta obtida, respectivamente. Note-se contudo que, em resultado dos valores obtidos para o coeficiente de amortecimento da ponte pedonal pela via experimental, constantes na secção 10.4 seguinte, o autor optou por escolher para a modelação numérica, o valor de ξ mais baixo de cada modo de vibração ensaiado uma vez que os valores de ξ mais elevados apenas foram conseguidos para níveis grosseiros de excitação pedonal. Além disso, em estruturas metálicas o valor mais usual de ξ anda em torno dos 0,5%, motivo pelo qual se justifica a adopção da referência experimental mais baixa.

Tabela 10.3.– Acções consideradas na avaliação do caso isolado de um peão em andamento próximo dos 2 Hz .

Guideline Francesa							
Caso	Frequência [Hz]	Peso [N]	ξ (%)	Acções ⁽¹³⁾ [N]		Nó	
1	1,86	800	1,28	$F_{v,1} = 320 \cdot \sin(11,69 * t)$		2355	
2	2,05	800	1,35	$F_{v,2} = 320 \cdot \sin(12,88 * t)$		79	
SYNPEX							
Caso	Frequência [Hz]	Peso [N]	α_1	ϕ_1	ξ (%)	Acções ⁽¹⁴⁾ [N]	Nó
3	1,86	800	0,271	0	1,28	$F_{v,3} = 216,8 \cdot \sin(11,69 * t)$	2355
4	2,05	800	0,333	0	1,35	$F_{v,4} = 266,4 \cdot \sin(12,88 * t)$	79

Saliente-se que em qualquer uma das acções presentes na Tabela 10.3, foi considerado um tempo total de integração de 100s e um intervalo de integração que se apoia no método de Newmark, ou seja, $\Delta t = 0,03s$.

As ilustrações esquemáticas da colocação das acções anteriores em cada nó respectivo da estrutura são de imediato apresentadas nas Figuras 10.11 e 10.12:

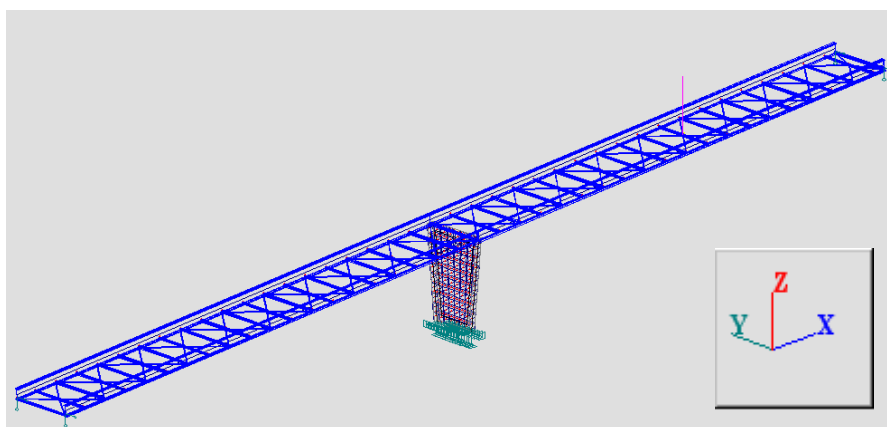


Fig.10.11. – Disposição da acção sinusoidal que actua no nó 2355 da ponte modelada (casos 1 e 3).

⁽¹³⁾ Em face do peso do tabuleiro, e por simplificação do autor, nas acções definidas pela Guideline não foi contemplada a componente do peso estático $G = 800N$.

⁽¹⁴⁾ Também por opção do autor, as acções consideradas apenas contêm o efeito do primeiro harmónico da acção e não contemplam a componente estática $G = 800N$.

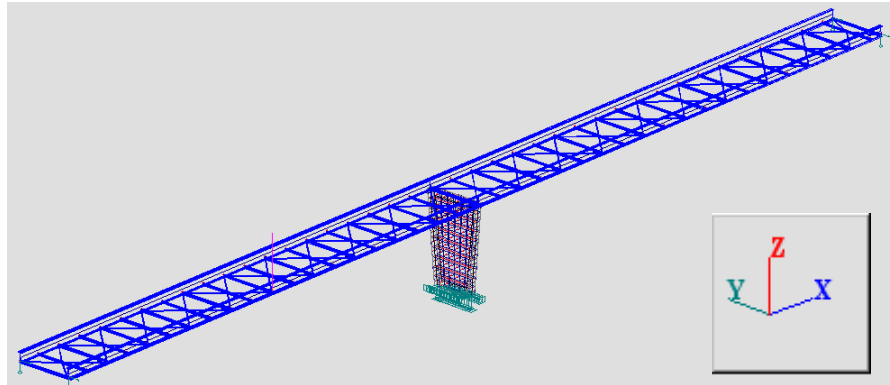


Fig.10.12. – Disposição da acção sinusoidal que actua no nó 79 da ponte modelada (casos 2 e 4).

Tabela 10.4. – Resultados da modelação numérica.

Guideline Francesa										
Resposta máxima						Localização do acelerómetro				
Caso	$f_i[Hz]$	Nó		$u(t)_{Máx}$ [cm]	$a(t)_{Máx}$ [m / s ²]	Nó		$u(t)$ [cm]	$a(t)$ [m / s ²]	
1	1,86	79		0,660	0,902	43		0,660	0,902	
2	2,05	80		0,657	1,090	43		0,622	1,033	
SYNPEX										
Resposta máxima						Localização do acelerómetro				
Caso	$f_i[Hz]$	Nó	k	$u(t)_{Máx}$ [cm]	$a(t)_{Máx}$ [m / s ²]	$a(t)_{Máx}^{Real}$ [m / s ²]	Nó	$u(t)$ [cm]	$a(t)$ [m / s ²]	$a(t)^{Real}$ [m / s ²]
3	1,86	79	0,45	0,447	0,612	0,275	43	0,447	0,612	0,275
4	2,05	80	0,45	0,547	0,907	0,408	43	0,518	0,860	0,387

Logo à primeira vista, realça-se a proximidade de valores entre o máximo absoluto e os dados onde se encontrava posicionado o acelerómetro, o que prova que a resposta registada deverá andar muito próxima dos resultados máximos. Isto trata-se de uma mera constatação, pois o posicionamento do acelerómetro a meio vão do lado Nascente, já tinha esse mesmo propósito de registar a componente máxima da aceleração em qualquer caso dinâmico. Note-se por último que qualquer valor experimental deve ser comparado com os valores numéricos que digam respeito ao nó do posicionamento dos aparelhos de registo experimental, é o mesmo que dizer os resultados assinalados para o nó 43 da Tabela 10.4.

Além disso, da Tabela 10.4 e da Figura 10.9 que contém as acelerações individuais de cada um dos peões, pode-se constatar que os valores auferidos pelo programa de cálculo se assemelham vertiginosamente para os correspondentes resultados experimentais. Em particular, o autor considera uma semelhança notável entre os valores respectivos ao SYNPEX e os dos ditos ensaios, visto que a aplicação do coeficiente redutor k revelou ser extremamente eficiente para a convergência de resultados.

Quanto à Guia Francesa, logo à partida era de esperar que os resultados fossem superiores aos que foram obtidos mediante o SYNPEX, visto que as acções definidas para a primeira eram nitidamente superiores à da segunda. Para isso não bastou apenas que o coeficiente redutor usado pelo SYNPEX k , tivesse influência directa, mas também deveu-se ao facto do coeficiente definidor do harmónico α_i no SYNPEX ser inferior ao correspondente valor que foi usado intrinsecamente pela Guideline ($\alpha_i = 0,4$).

Em suma, o SYNPEX ao induzir diferenças de amplitudes nas acções, e ainda nos resultados parciais das acelerações, tem repercussões importantes nos resultados obtidos, uma vez que são os valores auferidos por esta guia, aqueles que melhor caracterizam o ensaio experimental que foi efectuado.

Por outro lado, poder-se-á dizer que o procedimento mais básico usado pela Guideline, tende a fornecer valores superiores quer aos obtidos pelo SYNPEX, quer aos resultados experimentais, mas estando do lado da segurança, na medida que, um projectista que tenha em consideração uma análise dinâmica com recurso à Guia Francesa, certamente irá desenvolver secções mais robustas, isto é, menos esbeltas, ou pelo menos deverá estar mais predisposto ao recurso da implementação de mecanismos de dissipação de vibrações, como por exemplo os TMD's, ainda na fase de projecto.

É natural que à medida que se desenrolam novas teorias, outras possam a vir a ser ultrapassadas, e na perspectiva do autor, a liberdade concedida ao projectista pelo SYNPEX, bem como a aproximação entre os valores obtidos com recurso a esta guia e os dados recolhidos In-Situ, vêm comprovar que o referido Draft é porventura neste momento, aquela que melhor traduz o comportamento dinâmico de pontes pedonais, o que não significa de modo algum, que as outras recomendações técnicas (nomeadamente a Guideline Francesa), não possam ser usadas com alguma segurança.

Outra análise comparativa entre as guias anteriores, relativamente à ponte pedonal em estudo pode ser levada a cabo, desta vez avaliando os critérios de conforto relativos a cada uma delas.

Assim, e como ambos os documentos têm o mesmo critério limite para direcção vertical de vibração, salienta-se logo à partida a distinção concisa que existe entre a Guideline e o SYNPEX, visto que as acelerações obtidas pela primeira são classificadas como um nível de conforto médio, enquanto que para a segunda, o nível de conforto é máximo. Se ainda se atender ao facto dos resultados experimentais apresentarem maioritariamente valores muito próximos do limite de $0,5\text{m/s}^2$, então é porque podem ser classificados como pertencentes a um nível de conforto máximo, do mesmo modo como foi atribuído às acelerações inerentes ao SYNPEX.

O autor quer ainda esclarecer um ponto que no seu entender é fulcral, e merece ser abordado em virtude de atemperar uma pequena dúvida que nesta altura pode surtir no leitor. Ora claro está que neste caso modelado, os limites de conforto são satisfatórios em qualquer uma das guias ensaiadas, em especial no estudo fundamentado pelo SYNPEX, onde o nível de conforto chega mesmo a ser máximo. No entanto nas análises efectuadas nos Capítulos 8 e 9, respectivos à Guideline e ao SYNPEX pela ordem anteriormente indicada, ilustravam situações desastrosas sob o ponto de vista de acelerações. A questão que se levanta então é, porque motivo nesta nova modelação os resultados para a aceleração são mais reduzidos do que os primeiros, fazendo mesmo cumprir determinados critérios de conforto? A resposta está directamente ligada à formulação da questão, senão atenda-se que na nova modelação da estrutura, intitulada por Ponte Real conforme já foi referido, contém duas diferenças significativas em relação à ponte que foi modelada para os Capítulos 8 e 9, que estava aliás em conformidade com o Projecto Estrutural. São elas a redução do comprimento longitudinal e a reconsideração de um novo valor para o coeficiente de amortecimento. A primeira teve repercussões

não só no pequeno ajuste das frequências próprias, em relação às iniciais, como também proporcionou uma inversão entre os terceiro e quarto modos de vibração.

Para tal recorde-se que na modelação de acordo com o projecto, o terceiro modo de vibração era referente ao segundo modo de excitação da torção, e o quarto modo era o que dizia respeito ao segundo modo de flexão. O autor por isso deixa a sugestão para uma consulta comparativa entre a Tabela 8.8 e a Tabela 10.2. Por outro lado, é no novo valor considerado para o coeficiente de amortecimento que é explicado o abaixamento dos níveis de oscilação determinados pelo programa de cálculo ROBOT. Na verdade, ao aumentar o dito coeficiente de 0,5% para 1,28% e para 1,35%, dependendo do modo de vibração como é evidente, obriga a que a estrutura modere e regularize as acelerações para os resultados finais auferidos.

10.3.2.2. CASO DO GRUPO DE TRÊS PEÕES EM ANDAMENTO A 2 Hz

Este é um caso de estudo que apenas pode ser avaliado mediante as regras do SYNPEX, visto tratar-se de um aglomerado de peões que caminha sob a ponte numa frequência próxima dos 2 Hz, e que acima de tudo pretende manter o mesmo nível de sincronização enquanto perdurar o andamento. Atenda-se ainda que, em função da massa do tabuleiro, o acréscimo de massa que advém da presença de um grupo de três pessoas sobre o mesmo não é suficiente para que seja considerado um ajuste do peso da ponte. Quer isto dizer que a situação da Ponte Vazia pode muito bem representar o estado inicial da ponte para a determinação das frequências próprias, ou seja, poder-se-á admitir que os valores constantes da Tabela 10.2 estão em correspondência com o caso de carga definido.

Sendo assim, antes de proceder à apresentação da acção para este caso, assim como da respectiva resposta, será importante mencionar o facto do valor obtido experimentalmente, e que advém da consulta à Figura 10.9 para três pessoas, ser um valor de $0,7\text{m/s}^2$, mesmo que por defeito. Acontece que nessa mesma figura, existe um caso onde um peão isolado conseguiu atingir níveis de oscilação muito próximo dos $0,6\text{m/s}^2$, o que significa de algum modo que os três peões constituintes do grupo não se encontrariam com um nível de sincronização adequado para o ensaio. Dado a existência de apenas um único ensaio para um grupo de três pessoas, a análise deste caso fica ligeiramente limitada, e como tal deve-se ter alguma reserva quanto à comparação entre a modelação numérica e experimental. Contudo, e na opinião do autor, o valor admitido para o grupo pelo ensaio In-Situ constitui provavelmente um limite inferior do que seria possível atingir em termos de aceleração, caso fosse conseguido com intencionalidade, uma completa sincronização.

Sendo assim, resta então divulgar qual foi a carga considerada, atendendo primeiramente ao cálculo da densidade equivalente sob a superfície:

$$D_{eq} = \frac{3}{3,5 \cdot \sqrt{60^2 + 3,60^2}} = 0,01426 \text{ peões} / \text{m}^2$$

A apresentação na Tabela 10.5 sintetiza não apenas a carga a dispor por unidade de superfície, como alberga também o valor da acção a aplicar, uma vez reduzida a cada perfil IPE600, devendo de ser posicionada com um sentido que induza à configuração da deformada modal. Isto é importante, porque vão ser avaliadas as respostas para dois valores de frequências naturais da estrutura, que contêm modos bem distintos de deformação, e estando na mesma próximas dos 2 Hz.

Tabela 10.5. – Modelação numérica do grupo de peões em andamento a 2 Hz .

SYNPEX					
$F_{v,i} = 280 \cdot 0,01426 \cdot \sin(2\pi \cdot f_i \cdot t) \quad [N/m^2]$					
$F_{v,i} = 0,007 \cdot \sin(2\pi \cdot f_i \cdot t) \quad [kN/(m \cdot IPE600)]$					
Caso	f_i [Hz]	Δt [s]	t^{int} [s]	ξ (%)	Acção [kN/(m · IPE600)]
1	1,86	0,03	100	1,28	$F_{v,1} = 0,007 \cdot \sin(11,69 \cdot t)$
2	2,05	0,03	100	1,35	$F_{v,2} = 0,007 \cdot \sin(12,88 \cdot t)$

A resposta obtida em termos de acelerações e deslocamentos para cada situação anterior encontra-se na Tabela 10.6, indicando-se ainda o modo de vibração associado. Além da resposta máxima, do mesmo modo como efectuado para o estudo individual, retirou-se também a resposta no nó 43 relativo à colocação dos acelerómetros, para obter uma resposta mais precisa e que posteriormente deve ser comparada com os dados do ensaio In-Situ.

Tabela 10.6. – Resposta às acções relativas ao grupo de peões de três elementos.

			Resposta máxima		Localização do acelerómetro		
Caso	Modo de vibração	Nó _{Máx}	$u(t)_{\text{Máx}}$ [cm]	$a(t)_{\text{Máx}}$ [m/s ²]	Nó	$u(t)$ [cm]	$a(t)$ [m/s ²]
1	1º Modo vertical	79	1,125	1,534	43	1,125	1,534
2	1º Modo de torção	80	0,963	1,597	43	0,959	1,591

Uma vez apresentados os resultados, numa primeira análise pode-se constatar a proximidade existente entre os valores máximos absolutos e os dados referentes ao nó 43 da estrutura, dado a posição relativa deste nó estar situada sensivelmente a meio vão.

Por outro lado, nesta modelação computacional os resultados atingidos são muito superiores aos correspondentes valores experimentais, que podem ser justificados, tal como mencionado anteriormente, pelo facto do grupo não ter desencadeado um fenómeno de sincronização perfeito. Contudo, devido ao facto do valor numérico ser aproximadamente o dobro do valor aconchegado pelo ROBOT, certamente seria para esse o valor que a aceleração tenderia, caso estivessem reunidas condições favoráveis para a ocorrência da ressonância da ponte pedonal.

Apesar da disparidade de resultados, pode-se encarar com total confiança a modelação efectuada no ROBOT, visto que ao fornecer valores por excesso, o cálculo dinâmico é conservativo, e portanto seguro, quer se trate de uma fase de projecto, quer de verificação posterior à uma obra já concluída.

O problema da modelação do grupo de 3 peões foi anteriormente desenvolvido com o maior rigor possível, e onde tudo foi considerado de acordo como estipulado pela recomendação técnica SYNPEX, visto que qualquer modelação que não seja a de um peão individual, passa a ser encarada como colectiva e por isso, o recurso à cargas distribuídas passa a ser uma regra.

No entanto, o autor considera que distribuir uma carga dinâmica ocasionada por apenas três peões, pode ser um pouco gravosa demais e como tal, sugere um novo caso de carga que consiste simplifadamente em admitir que a passagem dos três peões pode ser aproximada ao atravessamento de um único peão que contenha a massa assim como as demais características do grupo.

Desta forma, os novos casos de carga definidos no ROBOT, podem ser consultados na Tabela 10.7 seguinte:

Tabela 10.7. – Acções concentradas sugeridas pelo autor para simular o efeito do grupo de três pessoas.

SYNPEX							
<i>Caso</i>	<i>Frequência</i> [Hz]	<i>Peso</i> (Grupo) [N]	α_1	ϕ_1	ξ (%)	<i>Acções</i> ⁽¹⁵⁾ [N]	<i>Nó</i>
1	1,86	2400	0,271	0	1,28	$F_{v,1} = 650,4 \cdot \sin(11,69 \cdot t)$	2355
2	2,05	2400	0,333	0	1,35	$F_{v,2} = 799,2 \cdot \sin(12,88 \cdot t)$	79

Refira-se que em qualquer uma das acções presentes na Tabela 10.7, foi considerado um tempo total de integração de 100s e um intervalo de integração que se apoia no método de Newmark, ou seja, $\Delta t = 0,03s$.

De modo semelhante, a resposta obtida é de imediato apresentada na Tabela 10.8:

Tabela 10.8. – Resposta da estrutura quando submetida a uma carga dinâmica concentrada contabilizando o efeito de um grupo de três pessoas.

SYNPEX										
Resposta máxima							Localização do acelerómetro			
<i>Caso</i>	f_i [Hz]	<i>Nó</i>	k	$u(t)_{Máx}$ [cm]	$a(t)_{Máx}$ [m/s ²]	$a(t)_{Máx}^{Real}$ [m/s ²]	<i>Nó</i>	$u(t)$ [cm]	$a(t)$ [m/s ²]	$a(t)^{Real}$ [m/s ²]
1	1,86	79	0,45	1,342	1,834	0,825	43	1,342	1,834	0,825
2	2,05	80	0,45	1,640	2,721	1,225	43	1,554	2,579	1,161

Da análise efectuada à tabela anterior pode-se verificar que os valores finais da aceleração, relativos ao nó 43 da estrutura, são mais próximos do valor determinado experimentalmente, do que aqueles que advêm da formulação numérica mediante a utilização de uma carga distribuída.

A razão para este acontecimento assenta muito no facto de, na carga distribuída, a amplitude da acção estar desde logo condicionada ao valor de 280 N, sendo posteriormente multiplicada pela densidade pedonal equivalente, enquanto que o valor atribuído à carga pontual ficou dependente do coeficiente de Fourier relativo ao primeiro harmónico, bem como do peso médio dos peões. Ora como na carga pontual foi usado um critério mais preciso, acabou por se traduzir num resultado obviamente mais próximo do obtido no ensaio In-Situ. Além disso provou uma vez mais que o coeficiente redutor k é um parâmetro essencial para a análise do efeito induzido por uma carga pontual.

O autor deixa então esta sugestão para a consideração de pequenos grupos mediante o recurso de cargas pontuais como processo alternativo à carga distribuída exemplificada no SYNPEX.

⁽¹⁵⁾ Por opção do autor, as acções consideradas apenas contêm o efeito do primeiro harmónico da acção e não contemplam a componente estática $G = 2400N$.

10.3.2.3. CASO DA CORRIDA DE UM PEÃO INDIVIDUAL

A simulação computacional de um peão em corrida varia em função da guia que se tem em consideração para a análise, e por isso, as funções de carga serão bem diferentes consoante se aborde o problema proposto pela Guideline ou pelo SYNPEX. Note-se que os casos de corrida sugerem frequências de movimento superiores aos 2 Hz relativos ao andamento normal do corpo humano, donde resulta que sejam tidas na avaliação deste caso de carga as frequências numéricas situadas entre os $2,50\text{ Hz}$ e $3,5\text{ Hz}$.

Atenda-se contudo que esta análise dinâmica, para uma situação de corrida do peão, pode eventualmente não ter uma completa correspondência com os resultados experimentais, e como prova disso, pode-se salientar o facto das frequências naturais da estrutura serem mais distantes entre as modelações experimental e numérica, no intervalo de valores de frequências assumido para a corrida.

Convém frisar que a determinação dos coeficientes de amortecimento pela via experimental apenas dizem respeito ao primeiro e segundo modos de vibração com frequências próximas aos 2 Hz , o que levanta alguma indefinição quanto aos valores que devem ser tidos como exemplares para casos de estudo dinâmico de frequências superiores, como no caso presente. Por esta razão, o autor entende por bem que seja utilizado para ξ , o valor mais baixo registado em cada modo de vibração experimental, não só porque na corrida não foi excitado um nível de vibração tão elevado, mas também de modo a ter alguma prudência no valor utilizado. Recorde-se que para a frequência natural de $2,60\text{ Hz}$ tem-se o segundo modo vertical de vibração, enquanto que os $2,61\text{ Hz}$ ficou registado como sendo o segundo modo de torção. Por outro lado, para a frequência de $3,51\text{ Hz}$ não foi constituído qualquer caso de carga, visto que no SYNPEX o coeficiente redutor ψ admite o valor nulo para frequências iguais ou superiores a $3,5\text{ Hz}$. Do mesmo modo, e na opinião do autor será descabido criar um caso de carga para frequências superiores a $3,5\text{ Hz}$, até porque só em muitas raras situações é que o corpo humano se movimenta à esse padrão de frequência.

De realçar que, enquanto a Guideline Francesa dispõe de uma expressão geral de carga numa situação de corrida, já o SYNPEX recorre ao coeficiente de Fourier α_i , presente na amplitude da acção, para definir cada caso de estudo em função da própria frequência de excitação.

Dando início à apresentação das acções de carga segundo os critérios propostos por cada uma das recomendações técnicas em estudo, sintetiza-se numa única tabela de resumo as considerações efectuadas:

Tabela 10.9. - Acções consideradas na avaliação do caso isolado de um peão em corrida.

Guideline Francesa							
Caso	Frequência [Hz]	Amplitude [N]	ξ (%)	Acções ⁽¹⁶⁾ [N]		Nó	
1	2,60	1250	1,28	$F_{v,1} = 1250 \cdot \sin(16,34 * t)$		2355	
2	2,61	1250	1,35	$F_{v,2} = 1250 \cdot \sin(16,40 * t)$		1529	
SYNPEX							
Caso	Frequência [Hz]	Peso [N]	α_1	ϕ_1	ξ (%)	Acções ⁽¹⁷⁾ [N]	Nó
3	2,60	800	0,516	0	1,28	$F_{v,3} = 412,8 \cdot \sin(16,34 * t)$	2355
4	2,61	800	0,520	0	1,35	$F_{v,4} = 416 \cdot \sin(16,40 * t)$	1529

Saliente-se que em qualquer uma das acções presentes na Tabela 10.9, foi considerado um tempo total de integração de 100s e um intervalo de integração que se apoia no método de Newmark, ou seja, $\Delta t = 0,03s$.

Seguem-se as figuras que pretendem de algum modo elucidar o posicionamento das acções nos nós da estrutura:

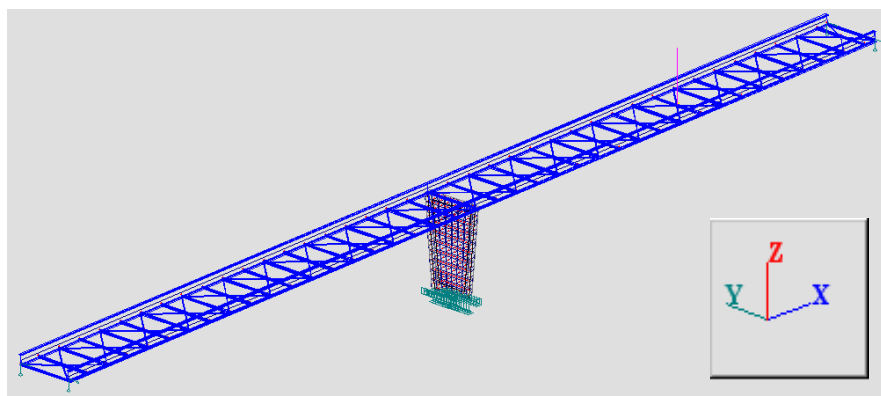


Fig.10.13. – Disposição da acção sinusoidal que actua no nó 2355 da ponte modelada (casos 1 e 3).

⁽¹⁶⁾ Em face do peso do tabuleiro, e por simplificação do autor, nas acções definidas pela Guideline não foi contemplada a componente do peso estático $G = 1250N$.

⁽¹⁷⁾ Também por opção do autor, as acções consideradas apenas contêm o efeito do primeiro harmónico da acção e não contemplam a componente estática $G = 800N$.

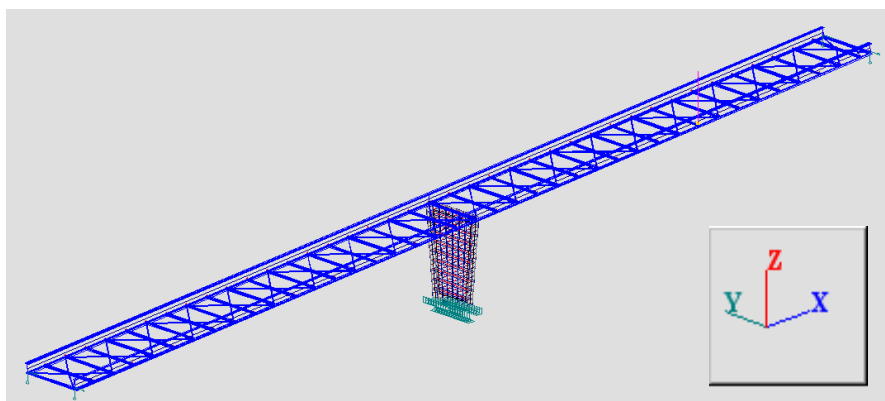


Fig.10.14. – Disposição da acção sinusoidal que actua no nó 1529 da ponte modelada (casos 2 e 4).

A resposta dinâmica gerada em cada um dos casos de estudo anteriores encontra-se na Tabela 10.10:

Tabela 10.10. – Resultados da modelação numérica.

<i>Guideline Francesa</i>										
<i>Resposta máxima</i>					<i>Localização do acelerómetro</i>					
<i>Caso</i>	$f_i[Hz]$	<i>Nó</i>	$u(t)_{Máx}$ [cm]	$a(t)_{Máx}$ [m / s ²]	<i>Nó</i>	$u(t)$ [cm]	$a(t)$ [m / s ²]			
1	2,60	954	1,584	4,229	43	1,516	4,048			
2	2,61	1529	3,229	8,687	43	3,225	8,683			
<i>SYNPEX</i>										
<i>Resposta máxima</i>					<i>Localização do acelerómetro</i>					
<i>Caso</i>	$f_i[Hz]$	<i>Nó</i>	k	$u(t)_{Máx}$ [cm]	$a(t)_{Máx}$ [m / s ²]	$a(t)_{Máx}^{Real}$ [m / s ²]	<i>Nó</i>	$u(t)$ [cm]	$a(t)$ [m / s ²]	$a(t)^{Real}$ [m / s ²]
3	2,60	954	0,45	0,523	1,396	0,628	43	0,501	1,337	0,602
4	2,61	1529	0,45	1,075	2,891	1,301	43	1,074	2,890	1,301

Depois de auferidos resultados pela modelação numérica e comparando estes com os dados experimentais que estão ilustrados na Figura 10.10, constata-se que os dados referentes às acções modeladas são muito diferentes aos dados que foram colhidos no ensaio In-Situ. Existem essencialmente duas causas que justificam a razão destes acontecimentos.

Em primeiro lugar, as acelerações medidas para as acções correspondentes à Guideline são nitidamente superiores às correspondentes ao SYNPEX, devido a amplitude das acções ser em cada guia diferente. Por outro lado, tratando-se a Guideline de um documento mais conservativo, é natural que os valores finais obtidos à custa da modelação computacional sejam superiores aos dados experimentais. Contudo, na perspectiva do autor, a diferença de valores revela-se um tanto exagerado, ou seja, a situação de corrida quando modelada pela Guideline, parece indicar valores que apesar de conservativos, se encontram demasiado distantes dos que são medidos In-Situ.

A segunda causa que pretende esclarecer o diferencial encontrado entre a resposta numérica e a experimental reverte para a guia SYNPEX. Se claro está que a aceleração obtida imediatamente antes de aplicar o coeficiente redutor k é já um valor bem próximo da resposta medida In-Situ, então salta à

vista que para um caso de corrida, onde já se fez intervir o efeito da rapidez do movimento no coeficiente de Fourier respectivo de cada frequência, parece avizinhar-se um novo critério que fizesse suprimir o dito coeficiente redutor, para as situações de corrida. Note-se contudo que esta observação tem por base uma única modelação, mas que se fosse comprovado em numerosos ensaios, podia ser uma optimização à sugerir, para uma melhor eficiência do SYNPEX.

Atenda-se ainda que, pelo facto de ser considerado o coeficiente redutor k , a resposta do software passa a ser inferior à medida no local do ensaio, o que pode significar uma situação de risco sob o ponto de vista de pré-dimensionamento, em termos de um ELS. Ao invés, quando ainda não se fez intervir o coeficiente redutor, os resultados gerados no computador constituem um limite superior aos dados colhidos In-Situ, revelando-se portanto seguro.

10.3.2.4. CASO DA CORRIDA DE UM GRUPO DE TRÊS PESSOAS

Esta situação de carregamento é uma situação exclusiva do SYNPEX, e que contém adicionalmente restrições na definição da acção, como seja a imposição obrigatória de uma carga deslizante sob o tabuleiro a uma velocidade de 3m/s. Ora também foi referido neste mesmo documento, aquando da definição do caso de carga referente à corrida de um grupo de pessoas, que o dito grupo devia ser constituído por três peões, e que os programas de análise estrutural como o ANSYS ou o DYNACS é que deviam ser utilizados para a modelação, visto que alguns programas (onde o ROBOT está incluído), não dispõem de uma opção que permita promover uma acção sinusoidal em translação.

Por esta razão, e dado que a modelação consentida resultou de um enorme processo de estudos de sensibilidade, de modo a garantir que as principais características do modelo conseguiam espelhar e reproduzir da forma mais eficaz a ponte real, o autor entende que um novo estudo de sensibilidade noutro software seria um processo demasiado moroso, e apenas seria útil depois de ganhar alguma confiança com o determinado programa, pelo que desenvolver um novo modelo numérico sem assegurar um inteiro conhecimento do funcionamento do software, acaba por sucumbir a um modelo por vezes tão irreal que não representa uma mais valia da sua utilização.

Assim, o que o autor entende como interessante será provar a eficiência que o SYNPEX tem, quando é estipulado que este é o único caso de carga que deve efectivamente ser modelado com recurso à translação da acção. Para atingir o objectivo proposto, o autor pensou em determinar a resposta da ponte quando se considera a modelação de uma carga distribuída representativa do grupo, e com os coeficientes respectivos à simulação da corrida, bem como da densidade equivalente resultante da composição do grupo. Em princípio a aceleração medida neste caso proposto pelo autor, deverá ser um valor muito distante de $1,8\text{m/s}^2$, tal como está patente graficamente na Figura 10.10.

Sendo assim, resta indicar nas Tabelas 10.11 e 10.12 o caso de carga simulado no programa de cálculo, e os valores de aceleração medidos, respectivamente:

Tabela 10.11. – Modelação numérica sugerida pelo autor para um grupo de peões em corrida.

SYNPEX						
$F_{v,i} = 1250 \cdot 0,01426 \cdot \sin(2\pi \cdot f_i \cdot t) \cdot \psi \quad [N/m^2]$						
$F_{v,i} = 0,031194 \cdot \sin(2\pi \cdot f_i \cdot t) \quad [kN/m / IPE600]$						
Caso	f_i [Hz]	Δt [s]	t^{int} [s]	ξ (%)	ψ	Acção [kN/m / IPE600]
1	2,60	0,03	100	1,28	1	$F_{v,1} = 0,031194 \cdot \sin(16,34 \cdot t)$
2	2,61	0,03	100	1,35	1	$F_{v,2} = 0,031194 \cdot \sin(16,40 \cdot t)$

Tabela 10.12. – Resposta às acções relativas ao grupo de peões de três elementos.

			Resposta máxima		Localização do acelerómetro		
Caso	Modo de vibração	Nó _{Máx}	$u(t)_{Máx}$ [cm]	$a(t)_{Máx}$ [m/s ²]	Nó	$u(t)$ [cm]	$a(t)$ [m/s ²]
1	1º Modo vertical	2355	2,657	7,094	43	2,533	6,762
2	1º Modo de torção	1529	2,641	7,104	43	2,196	5,906

Em função dos resultados obtidos, constata-se assim que o SYNPEX tem razão quanto à necessidade de modelar a acção não por meio de uma carga distribuída, visto que se assim for modelado, as acelerações resultantes contêm valores muito superiores aos que são verificados no ensaio In-Situ. Note-se que para o grupo de peões de três elementos, o valor estimado para a aceleração máxima foi de aproximadamente 1,8m/s², valor este muito inferior a 6 ou 7m/s².

Contudo, para finalizar o autor quer manifestar um comentário deveras interessante e que parece ter-se revelado no ensaio experimental para as respostas em corrida do peão individual e do grupo. De facto, o autor estranhou o facto da aceleração máxima do grupo ter sido inferior ao valor máximo atingido para alguns peões nos seus percursos isolados, num movimento de corrida. A justificação parece compreender o facto de no movimento do grupo não se ter desenvolvido uma forte sincronização, o que motivou o acontecimento inverso, o da neutralização das vibrações.

Na verdade, parece lógico que se um movimento não estiver sincronizado, pode-se gerar uma perturbação entre os efeitos induzidos por cada peão dificultando que a estrutura se adapte à essa mesma dissonância dos batimentos que uma corrida instala sobre o tabuleiro. Além disso, a própria rapidez do movimento não só provoca maior dificuldade de sincronização, devido ao acto de correr ser intrínseco de cada pessoa, como faculta também que um trajecto sob a ponte possa ser efectuado de um modo mais rápido. Deste modo é impedido que a estrutura estabeleça um nível preponderante de vibração que condicione o movimento e seja portanto atingido o auge de vibração.

10.4. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO ξ PELA VIA EXPERIMENTAL

Conseguidos os registos experimentais para as acelerações, tem-se como objectivo seguinte, determinar o coeficiente de amortecimento da ponte pedonal para os primeiros modos de vibração.

Para alcançar este propósito, recorreu-se aos mesmos peões intervenientes nas fases antecedentes, desta vez posicionando os mesmos nos antinodos da estrutura correspondentes aos modos de vibração

para os quais se pretende conhecer o coeficiente de amortecimento. O primeiro modo de flexão e de torção são aqueles que o autor encarou como sendo os mais relevantes para o estudo em causa.

10.4.1. INDUÇÃO DO PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO

A identificação do coeficiente de amortecimento para este modo de vibração foi consentida mediante à aplicação simultânea de forças pontuais sincronizadas ao ponto de estabelecerem a ressonância da estrutura. Assim, a meio vão do tramo respectivo ao edifício transparente teve lugar o posicionamento das três pessoas, em virtude desse local ser o antinodo relativo ao modo de vibração considerado.

Logo após estar excitado o modo de flexão, isto é, quando se atingiam níveis de oscilação importantes, tornava-se necessário proceder à interrupção instantânea da excitação, de modo que a estrutura tendesse para a sua estabilização natural. Numa fase posterior, através do método do decaimento logarítmico, ou mediante o método da semi-amplitude pode-se estimar um valor aproximado para o coeficiente de amortecimento da estrutura.

Contudo, e dado as ferramentas numéricas de que o software EXCEL actualmente dispõe, torna-se ainda mais fácil conseguir um valor plausível para o coeficiente de amortecimento da estrutura, bastando para tal representar uma aproximação exponencial dos máximos positivos constantes da evolução temporal do deslocamento ou aceleração (visto deslocamentos e acelerações estarem relacionadas apenas num factor de escala), durante o intervalo em que a ponte tende a estabilizar. O facto da aproximação consentida ser exponencial faculta quase de forma imediata o coeficiente pretendido, uma vez que o expoente da função exponencial é igual ao produto entre o respectivo coeficiente de amortecimento de que se está à procura, pela frequência angular do modo de vibração em análise.

Em síntese, depois de obter a equação exponencial que aproxima a linha de tendência dos valores máximos medidos, divide-se o factor do expoente pela frequência angular relativa ao modo de vibração e tem-se assim uma estimativa do valor do coeficiente de amortecimento.

O procedimento descrito no parágrafo anterior foi aplicado com sucesso a dois períodos de medições, quando excitado o primeiro modo de flexão da ponte ($f = 1,83\text{Hz}$). Sendo a Figura 10.15 referente a pequenos níveis de aceleração, o coeficiente de amortecimento estimado é de 1,28%, enquanto que a Figura 10.16 contempla grandes oscilações, o que origina um coeficiente de amortecimento próximo de 1,88%.

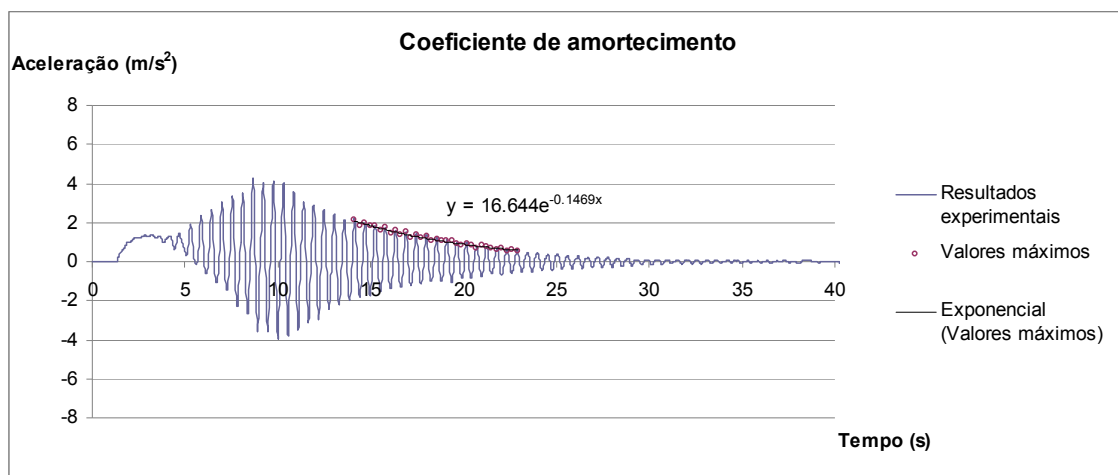


Fig.10.15. – Identificação do coeficiente de amortecimento relativo ao primeiro modo de flexão, em níveis de oscilação reduzidos ($\xi = 1,28\%$).

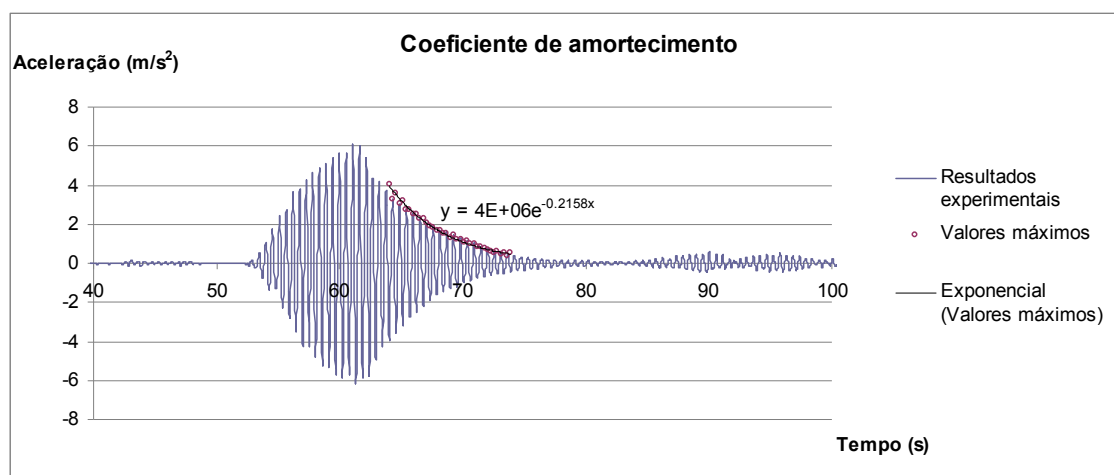


Fig.10.16. – Identificação do coeficiente de amortecimento relativo ao primeiro modo de flexão, em níveis de oscilação importantes ($\xi = 1,88\%$).

10.4.2. INDUÇÃO DO PRIMEIRO MODO DE TORÇÃO

Para o primeiro modo de torção a abordagem é em tudo semelhante ao que já foi indicado no procedimento relativo ao primeiro modo de flexão. Resta por isso indicar que o antinodo seleccionado para fazer excitar o primeiro modo de flexão foi na actividade experimental aquele que é correlativo com o Ponto 2, do lado Poente. As acções induzidas à ponte resumem-se à carga de três pessoas sincronizadas e em ressonância com a frequência do modo considerado ($f = 1,99\text{Hz}$).

Os principais resultados auferidos nesta nova análise também se encontram divididos em dois gráficos, cada um respeitante a situações crescentes de oscilação.

Na primeira ilustração, relativo às pequenas vibrações, o coeficiente de amortecimento é estimado em 1,35%, conforme a Figura 10.17. Por outro lado, quanto ao período concernente às acelerações elevadas, tem-se um coeficiente de amortecimento de 1,67%, e pode que pode constatado na Figura 10.18.

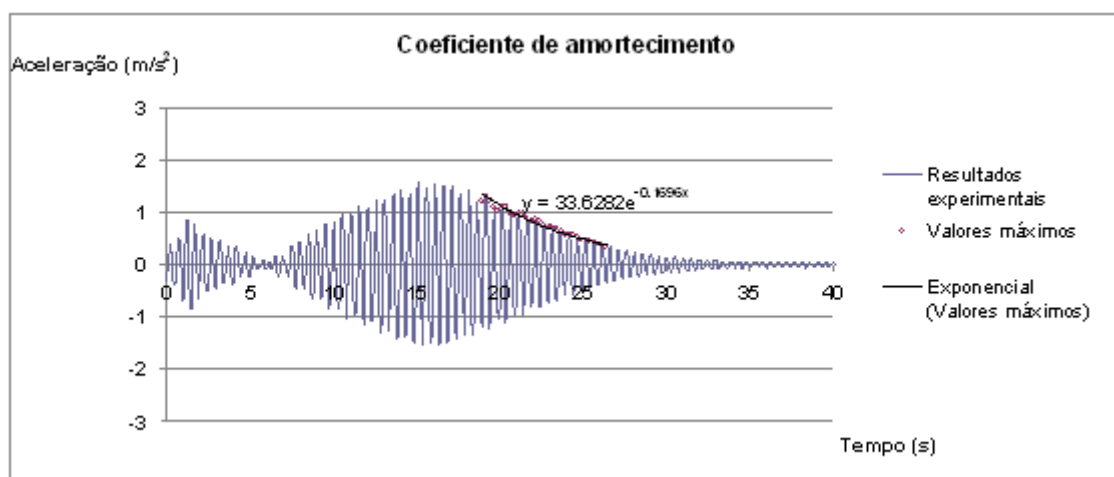


Fig.10.17. – Identificação do coeficiente de amortecimento relativo ao primeiro modo de torção, em níveis de oscilação reduzidos ($\xi = 1,35\%$).

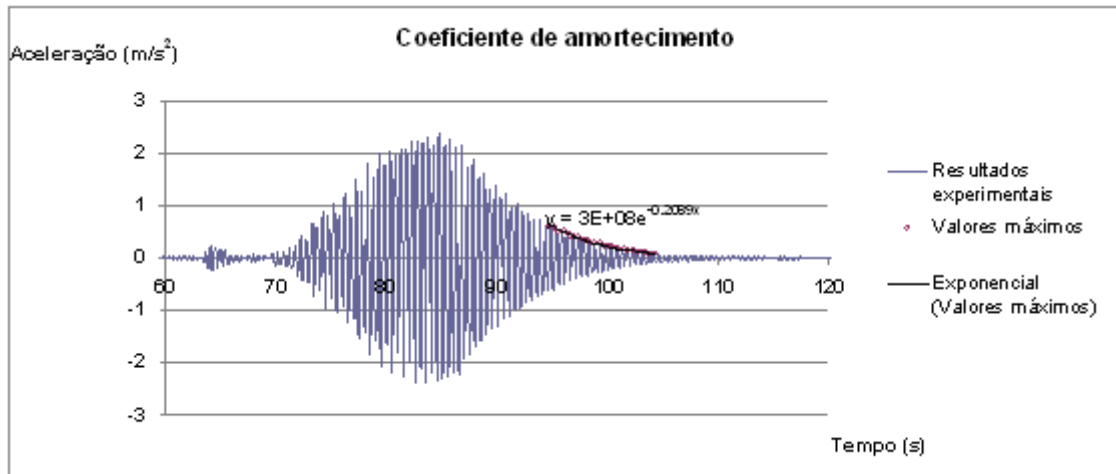


Fig.10.18. – Identificação do coeficiente de amortecimento relativo ao primeiro modo de torção, em níveis de oscilação importantes ($\xi = 1,67\%$).

De realçar que todos os espectros de resposta que conferiram a tradução integral dos resultados apresentados, podem ser consultados no Anexo B deste documento, para uma melhor compreensão dos mesmos.

10.5. MODOS DE VIBRAÇÃO SUBJACENTES AOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE COMPARATIVA COM A MODELAÇÃO NUMÉRICA

A execução de um estudo experimental também proporciona o traçado dos modos de vibração, devendo para tal fazer a recolha das várias componentes modais nos nós onde será focalizado o referido estudo.

A identificação das componentes modais tem, à semelhança do que acontece no caso das frequências naturais, uma certa margem de insegurança associada, devida a muitos factores, entre os quais salienta-se por exemplo a relatividade dos dados colhidos em campo depender do utilizador, e como tal da experiência deste, ou ainda pode-se salientar o facto de certas frequências naturais estarem omitidas nos registos, pelo simples facto de serem muito próximas de frequências com maior preponderância e maior participação modal.

Aliás esta última característica intrínseca da estrutura, acaba muitas vezes por ser condicionante, visto que existem certos modos de vibração que podem contemplar componentes modais de frequências próximas. Esta será uma ressalva que deve ser tida com muita atenção, em especial na ponte pedonal em estudo, visto as frequências respectivas dos modos de flexão e torção estão relativamente pouco espaçadas.

As componentes modais determinadas na análise In-Situ estão dependentes do posicionamento dos canais nas outras intervenções aquando da constatação das frequências da estrutura, pelo que uma representação total dos tramos da ponte pedonal não é praticável, dado a ausência de dados.

Uma forma de validar as componentes modais conseguidas pela via experimental pode ser feita mediante uma comparação com as componentes modais calculadas pelo programa ROBOT MILLENNIUM.

Saliente-se que, em função dos resultados experimentais terem uma preponderância para o lado Nascente, apenas tem sentido representar as componentes modais da análise numérica que estejam localizadas desse lado da ponte. Assim, com o objectivo a ilustrar melhor os modos de vibração, o autor entende que uma vista em alçado será o mais aconselhado.

Apresentam-se de seguida as Figuras 10.19 a 10.22, representativas dos modos de vibração da análise experimental e da modelação computacional. De realçar que para ambas as ilustrações, os modos se encontram normalizados de modo a permitir uma devida comparação de resultados. Os modos de vibração obtidos encontram-se nas Tabelas 10.13 a 10.16, lembrando que estas componentes devem ser encaradas com alguma reserva.

Note-se ainda que, devido ao facto dos resultados experimentais estarem limitados apenas ao estudo de quatro frequências, apenas serão fornecidos do ROBOT os valores que estejam em correspondência com os primeiros.

Tabela 10.13. – Componentes modais relativas ao primeiro modo vertical de vibração (Lado Nascente).

<i>Componentes Modais Normalizadas</i>					
<i>Distância (m)</i>	<i>Nó</i>	<i>Modelação</i>	<i>Númerica</i>	<i>Posição</i>	<i>Dados Experimentais</i>
0.2	2398	0		0	0
7.65	37	0.7191		1	0.6
15.1	43	1		2	1
22.55	49	0.664		3	0.5
30	4	0		4	0
37.3125	1448	-0.6404		5	(sem registo)
44.625	1478	-0.9356		6	-1
51.9375	1500	-0.637		7	(sem registo)
59.25	2397	0		8	0

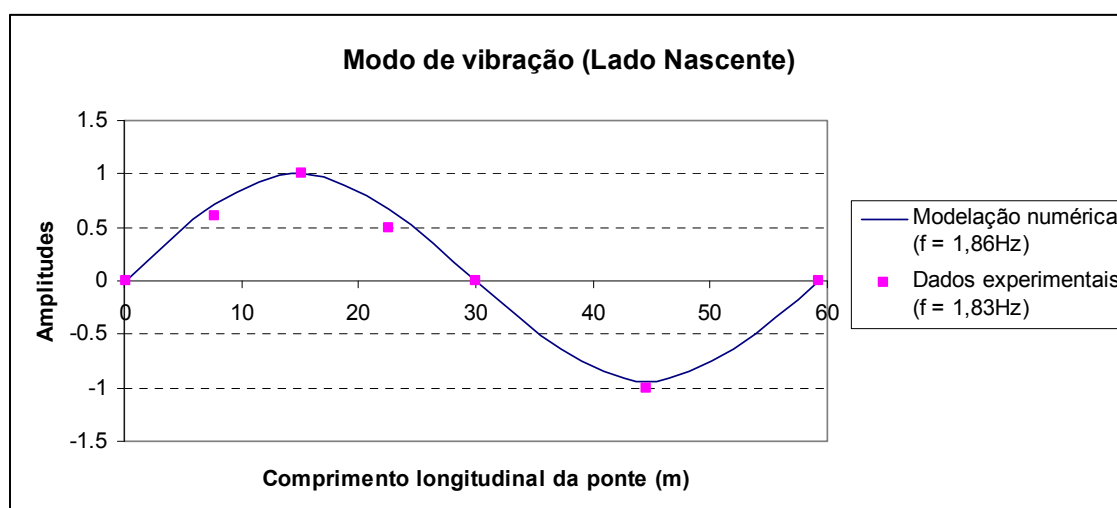


Fig.10.19. – Representação do primeiro modo de vibração vertical.

Tabela 10.14. – Componentes modais relativas ao primeiro modo de torção (Lado Nascente).

<i>Componentes Modais Normalizadas</i>						
<i>Distância (m)</i>	<i>Nó</i>	<i>Modelação</i>	<i>Númerica</i>	<i>Posição</i>	<i>Dados</i>	<i>Experimentais</i>
0.2	2398	0		0		0
7.65	37	0.7408		1		0.525
15.1	43	0.9963		2		1
22.55	49	0.6138		3		0.5
30	4	0		4		0
37.3125	1448	-0.5624		5		(sem registo)
44.625	1478	-0.871		6		-1
51.9375	1500	-0.6086		7		(sem registo)
59.25	2397	0		8		0

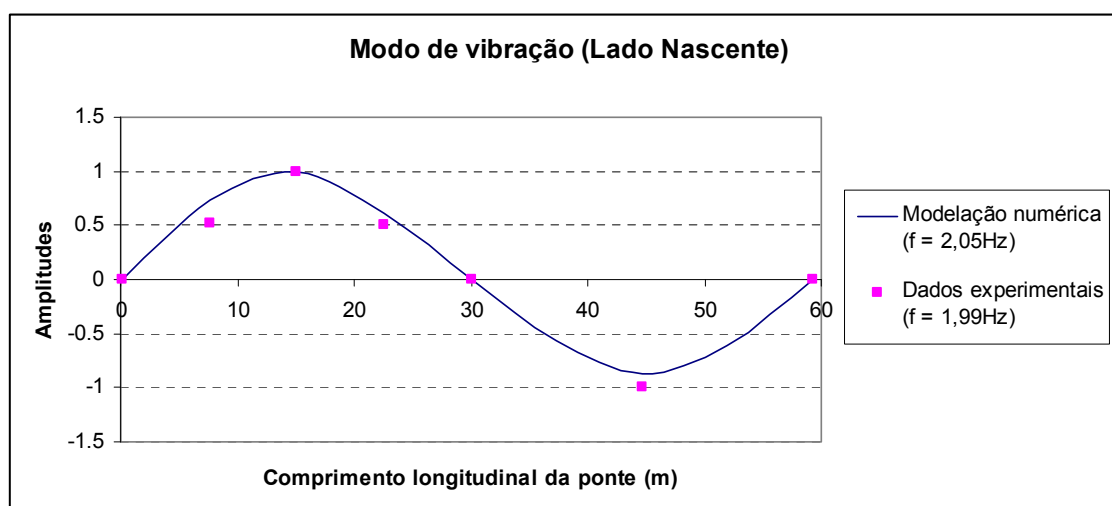


Fig.10.20. – Representação do primeiro modo de torção.

Tabela 10.15. – Componentes modais relativas ao segundo modo vertical de vibração (Lado Nascente).

<i>Componentes Modais Normalizadas</i>						
<i>Distância (m)</i>	<i>Nó</i>	<i>Modelação</i>	<i>Númerica</i>	<i>Posição</i>	<i>Dados</i>	<i>Experimentais</i>
0.2	2398	0		0		0
7.65	37	0.8012		1		0.52
15.1	43	0.9539		2		1
22.55	49	0.4165		3		0.48
30	4	0		4		0
37.3125	1448	0.4644		5		(sem registo)
44.625	1478	0.9691		6		1
51.9375	1500	0.756		7		(sem registo)
59.25	2397	0		8		0

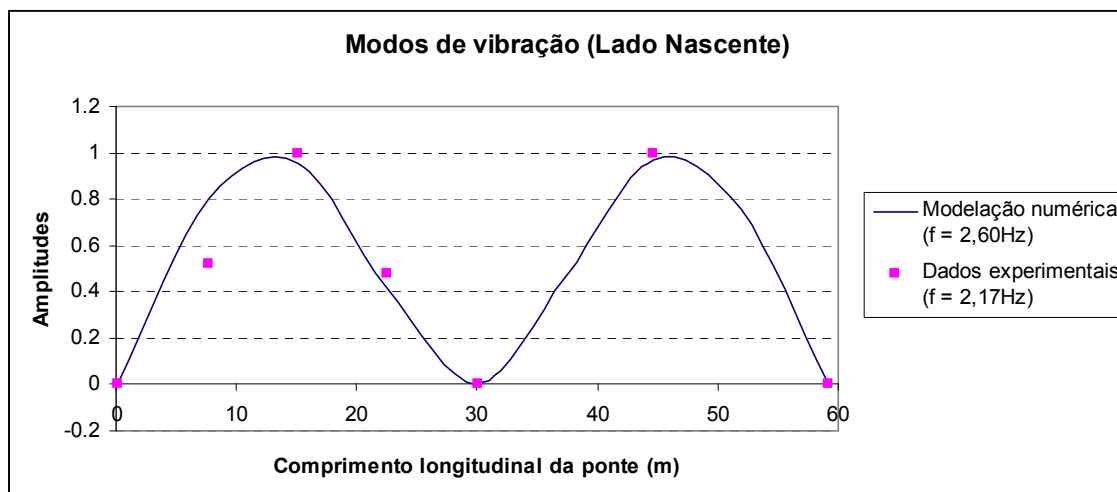


Fig.10.21. – Representação do segundo modo de vibração vertical.

Tabela 10.16. – Componentes modais relativas ao terceiro modo de torção (Lado Nascente).

<i>Componentes Modais Normalizadas</i>					
<i>Distância (m)</i>	<i>Nó</i>	<i>Modelação Numérica</i>	<i>Posição</i>	<i>Dados Experimentais</i>	
0.2	2398	0	0	0	
7.65	37	-0.9524	1	-1	
15.1	43	0.1266	2	0.09	
22.55	49	1	3	0.91	
30	4	0	4	0	
37.3125	1448	-0.8192	5	(sem registo)	
44.625	1478	0.003	6	0.18	
51.9375	1500	0.7936	7	(sem registo)	
59.25	2397	0	8	0	

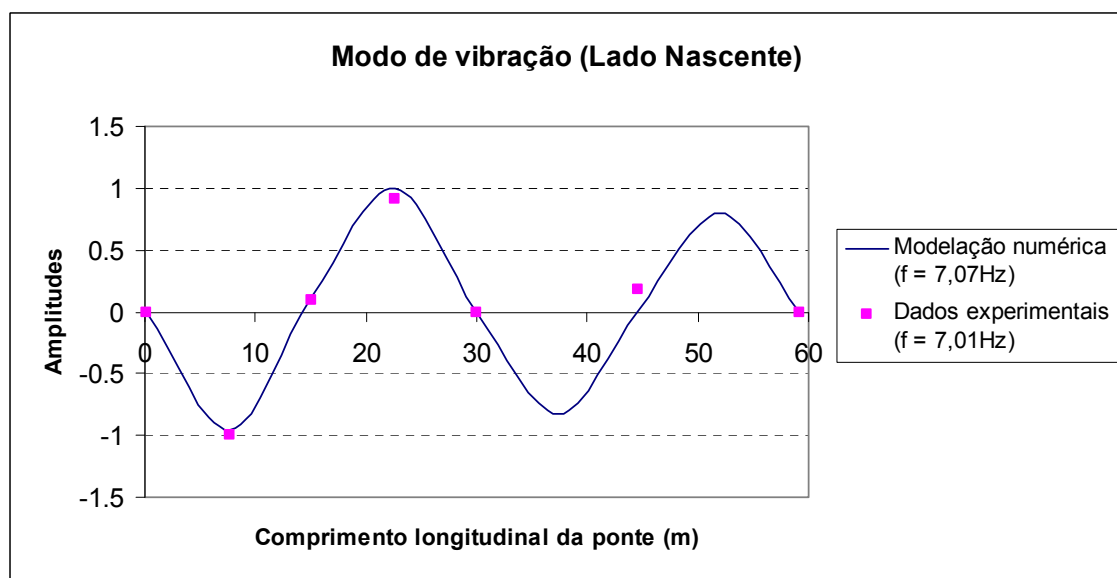


Fig.10.22. – Representação do terceiro modo de torção.

Das figuras que contêm os modos de vibração, constata-se que existe uma grande proximidade entre os valores registados experimentalmente e os homólogos resultantes da modelação computacional. Existem certas disparidades pontuais que são justificadas, ora porque os valores da frequência não são exactamente os mesmos em ambos os casos, ora porque durante a realização do ensaio houve situações ocasionais que podem ter induzido pequenas perturbações na estrutura com algum significado.

De qualquer forma nunca será de esquecer que uma modelação numérica tem sempre um grau de incerteza associado, fruto da ambiguidade que existe ao tentar representar a estrutura da forma mais correcta.

10.6. DIMENSIONAMENTO DE UM TMD NA PONTE REAL

Depois das análises efectuadas, o autor entende que seria interessante propor a instalação de um TMD na referida ponte pedonal, não porque as características de tráfego pedonal assim o imponham, nem pela importância entre as ligações que a ponte assegura, mas sim pelo carácter lúdico e didáctico que é ainda possível transmitir neste documento. O custo associado à implementação de um TMD também tem um papel relevante nesta matéria, e ainda para mais na estrutura em causa, onde o preço do próprio dispositivo acabaria por ultrapassar certamente o limite do custo total disponível para a execução da obra.

Na presença de resultados experimentais, o autor admite um cenário mais realista que consiste em aproveitar estes para dimensionar o TMD. Esta sugestão apenas surge em alternativa à consideração de um caso de carga que permitisse auferir as acelerações dinâmicas máximas, situação aliás essencial quando ainda se estiver na fase de projecto, onde a única informação disponível são os ensaios numéricos.

Ora em face das acelerações medidas In-Situ, constata-se que a ponte exhibe um comportamento dinâmico que deve ser acautelado, por exemplo saliente-se o valor máximo de $2,3\text{m/s}^2$ atingido por um peão em corrida que é superior a $0,50\text{m/s}^2$, de modo a garantir um nível de conforto máximo quer segundo os critérios da Guideline, quer segundo o SYNPEX.

É possível então determinar desde já o deslocamento máximo da estrutura X_1 , para o primeiro modo vertical de vibração, cuja frequência própria é de $1,83\text{ Hz}$. Note-se que o valor da frequência que se está a considerar diz respeito à uma situação da ponte sem qualquer tipo de peões sobre o tabuleiro, o que por conseguinte implica que quando existam densidades de peões consideráveis, pode haver eventualmente uma necessidade em reduzir-se o valor da frequência natural da ponte, devido ao incremento da massa do tabuleiro pela presença dos peões.

A expressão 10.1 contém o valor de X_1 , obtido à custa da limitação da aceleração máxima a $0,50\text{m/s}^2$:

$$X_1 = \frac{a_{Mdx}}{\omega_n^2} = \frac{0,50}{(2 \cdot \pi \cdot 1,83)^2} = 0,003782\text{m} \quad (10.1)$$

Por outro lado, o deslocamento estático correspondente à uma situação de carga pontual relativa a três peões em andamento é obtida à custa da expressão 10.2, como a seguir se apresenta:

$$X_{1,est} = \frac{\Delta G_i}{k_{1,n}} \quad (10.2)$$

Onde o termo ΔG_i é relativo à amplitude de Fourier do primeiro harmónico da acção, e que neste caso pode ser utilizado a formulação própria da guia SYNPEX quanto à sua definição. Basta considerar um peso médio de cada peão em 800 N , e totalizar em três o número efectivo de pessoas.

Quanto ao termo designado por $k_{1,n}$, é correspondente à rigidez modal do modo de vibração em estudo, sendo no caso concreto o primeiro modo vertical de flexão. A sua determinação passa por previamente estimar a massa modal, e sequencialmente o valor da rigidez, pela relação directa existente entre ambas, através da frequência angular do movimento $\omega_{1,n}$. O cálculo da massa e rigidez modais da Ponte Real concernentes ao modo em causa são dispostos a seguir:

$$M_H = \frac{1}{0,0089^2} = 12624,6686\text{kg}$$

$$k_H = M_H \cdot \omega_1^2 = 12,625 \times (2 \cdot \pi \cdot 1,83)^2 = 1669,0983\text{kN/m}$$

Donde resulta finalmente:

$$X_{1,est} = \frac{3 \cdot 0,800 \cdot (0,0115 \cdot 1,83^2 + 0,2803 \cdot 1,83 - 0,2902)}{1669,0983} = 3,756683 \times 10^{-4}\text{m}$$

A partir desta fase, o rácio entre X_1 e $X_{1,est}$ estabelecem um factor que de imediato permite estimar a razão μ entre as massas do TMD e a massa modal respectiva, mediante a consulta da Figura 3.2. Deve-se contudo atender que o referido ábaco apresenta diversas curvas, consoante o valor admitido para o coeficiente de amortecimento da estrutura, o que no caso presente, e de acordo com a frequência de $1,83\text{ Hz}$, fará sentido assumir o valor de $1,28\%$.

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = 10,0674 \rightarrow \begin{matrix} \mu = 0,015 \\ (\xi = 1,28\% \approx 1\%) \end{matrix}$$

Tendo conseguido uma estimativa do μ , torna-se possível o cálculo da massa do TMD, mediante a seguinte operação numérica:

$$m_d = \mu \cdot M_H = 0,015 \times 12624,6686 = 189,37\text{kg}$$

Nesta fase tem lugar a determinação do δ_{opt} , que se traduz como o melhor rácio possível entre as frequências da estrutura e a do TMD. Assim, para um $\mu = 0,015$, e um $\xi \approx 1\%$, consultando a Figura 3.3, vem:

$$\delta_{opt} \approx 0,984$$

Deste modo consegue-se fixar um valor para a frequência de funcionamento do TMD, f_d em:

$$f_d = \delta_{opt} \times f_s = 0,984 \cdot 1,83 = 1,80\text{Hz}$$

Quando consultada a Figura 3.4, através de um procedimento em tudo semelhante ao cálculo do δ_{opt} , rapidamente se retira um valor numérico para o ξ_{opt} :

$$\xi_{opt} \approx 0,07$$

Uma vez definidos os parâmetros anteriores de forma expedita e fazendo uso das expressões 3.3 e 3.4, determinam-se a constante de rigidez e a constante de amortecimento do TMD, respectivamente:

$$k_d = (2 \cdot \pi \cdot f_d)^2 \cdot m_d = 24222,3 \text{ N / m}$$

$$c_d = 2 \cdot m_d \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_d) \cdot \xi_{opt} = 299,84 \text{ kg / s}$$

Uma vez definidas as características intrínsecas do aparelho, constitui motivo de interesse salvaguardar qual é a resposta da estrutura quando esta contenha o TMD, com vista a validar o dimensionamento, isto é, salvaguardar que o TMD desempenhe eficazmente as funções para o qual foi previsto. Neste caso particular, o que se espera é que o TMD possibilite que a ponte pedonal nunca ultrapasse o limite máximo de $0,5 \text{ m/s}^2$, de forma a garantir um nível de conforto máximo.

Existem duas formas de avaliar a resposta máxima da estrutura após a implementação do TMD, sendo uma delas com recurso à programação em EXCEL de fórmulas complexas [28], enquanto que a outra forma possível consiste em fazer a instalação de um elemento no ROBOT, que contenha características semelhantes ao do TMD dimensionado.

A determinação das novas frequências naturais, os modos de vibração, assim como os novos coeficientes de amortecimento da estrutura quando esta contiver o TMD são obtidos através de expressões, que apesar de serem extensas, têm por base um princípio muito simples e que têm em linha de conta um sistema de dois graus de liberdade. As seguintes expressões podem ser usadas na determinação dos parâmetros supra mencionados e dependem exclusivamente das características do TMD predeterminadas, assim como da massa, rigidez e coeficiente de amortecimento modais da ponte pedonal:

$$\omega_a^2 = \frac{k_d \cdot (M_H + m_d) + K_H \cdot m_d - \sqrt{[k_d \cdot (M_H + m_d) + K_H \cdot m_d]^2 - 4 \cdot m_d \cdot M_H \cdot k_d \cdot K_H}}{2 \cdot m_d \cdot M_H} \quad (10.3)$$

$$\omega_b^2 = \frac{k_d \cdot (M_H + m_d) + K_H \cdot m_d + \sqrt{[k_d \cdot (M_H + m_d) + K_H \cdot m_d]^2 - 4 \cdot m_d \cdot M_H \cdot k_d \cdot K_H}}{2 \cdot m_d \cdot M_H} \quad (10.4)$$

$$\phi_a = \left\{ \frac{1}{K_H + k_d - \omega_a^2 M_H} \right\} \quad (10.5)$$

$$\phi_b = \left\{ \frac{1}{K_H + k_d - \omega_b^2 M_H} \right\} \quad (10.6)$$

$$\xi_a = \frac{2 \cdot \xi_H \cdot \omega_H \cdot M_H + c_d \left[1 - \left(\frac{k_d + K_H - \omega_a^2 \cdot M_H}{k_d} \right)^2 \right]}{2 \cdot \omega_a \left[M_H + m_d \left(\frac{k_d + K_H - \omega_a^2 \cdot M_H}{k_d} \right)^2 \right]} \quad (10.7)$$

$$\xi_b = \frac{2 \cdot \xi_H \cdot \omega_H \cdot M_H + c_d \left[1 - \left(\frac{k_d + K_H - \omega_b^2 \cdot M_H}{k_d} \right)^2 \right]}{2 \cdot \omega_b \left[M_H + m_d \left(\frac{k_d + K_H - \omega_b^2 \cdot M_H}{k_d} \right)^2 \right]} \quad (10.8)$$

Designando-se a metodologia que recorre à programação em EXCEL por formulação teórica, seguem-se as principais enunciações que permitem obter a resposta da estrutura, antes e depois da introdução de um TMD.

Assim sendo, através de uma análise simplificada da resposta em termos de deslocamentos, e designando por $d_{Hd}(\omega)$ a resposta do sistema amortecido, então aquando da actuação de uma acção harmónica de amplitude $F(\omega)$, e frequência angular ω , tal que $\omega = 2\pi f_s$, o cálculo dos deslocamentos anteriormente referido é obtido mediante a sobreposição das respostas modais, conforme a expressão 10.9 indica, notando desde já o recurso à números complexos, conforme se constata pela simbologia da fracção imaginária (i):

$$d_{Hd}(\omega) = \frac{F(\omega)}{M_a(\omega_a^2 - \omega^2) + i \cdot C_a \omega} + \frac{F(\omega)}{M_b(\omega_b^2 - \omega^2) + i \cdot C_b \omega} \quad (10.9)$$

onde M_a e M_b , assim como C_a e C_b caracterizam as massas e as constantes de amortecimento modais relativos aos dois modos de vibração ϕ_a e ϕ_b , e podem ser obtidos a partir das expressões seguintes:

$$M_a = \phi_a^T \cdot \underline{M} \cdot \phi_a \quad (10.10)$$

$$C_a = 2 \cdot \omega_a \cdot M_a \cdot \xi_a \quad (10.11)$$

$$M_b = \phi_b^T \cdot \underline{M} \cdot \phi_b \quad (10.12)$$

$$C_b = 2 \cdot \omega_b \cdot M_b \cdot \xi_b \quad (10.13)$$

De notar que a matriz \underline{M} é a matriz de massa do sistema de dois graus de liberdade, é constituída pela massa modal da estrutura da ponte relativa ao modo de interesse, e pela massa previamente determinada para o TMD.

Realce-se que no sistema antes da introdução do TMD, isto é, no sistema não amortecido original, os deslocamentos são dados tal como a expressão 10.14 assinala:

$$d_H(\omega) = \frac{F(\omega)}{M_H(\omega_H^2 - \omega^2) + i \cdot C_H \omega} \quad (10.14)$$

Uma vez conseguidos os deslocamentos, o processo de determinação das acelerações é obtido mediante um cálculo muito simples, tal como se demonstra nas expressões 10.15 e 10.16, e que estão em correspondência directa com a aceleração do sistema amortecido e não amortecido, respectivamente:

$$a_{Hd}(\omega) = -\omega^2 d_{Hd}(\omega) \quad (10.15)$$

$$a_H(\omega) = -\omega^2 d_H(\omega) \quad (10.16)$$

Fazendo notar que o TMD foi dimensionado para uma situação onde foi procurado aproveitar os resultados do ensaio In-Situ, e recorrendo em primeiro lugar à formulação em EXCEL, obtém-se os seguintes gráficos ilustrativos da resposta imediatamente antes e logo após da existência do TMD na estrutura.

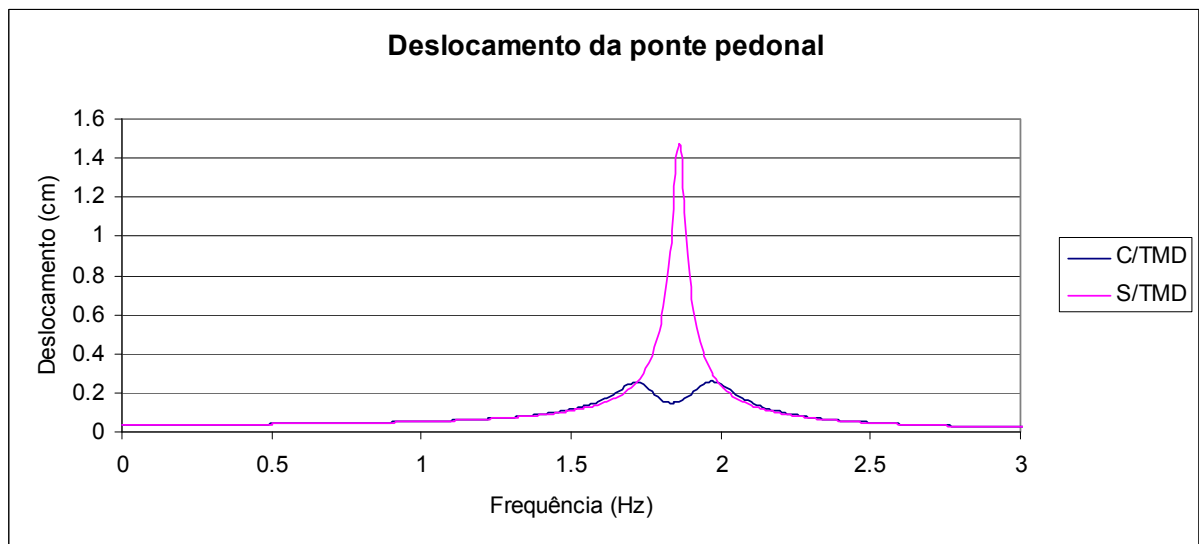


Fig.10.23. – Deslocamento obtido na ponte pedonal com e sem o recurso a implementação de um TMD para o primeiro modo vertical de flexão.

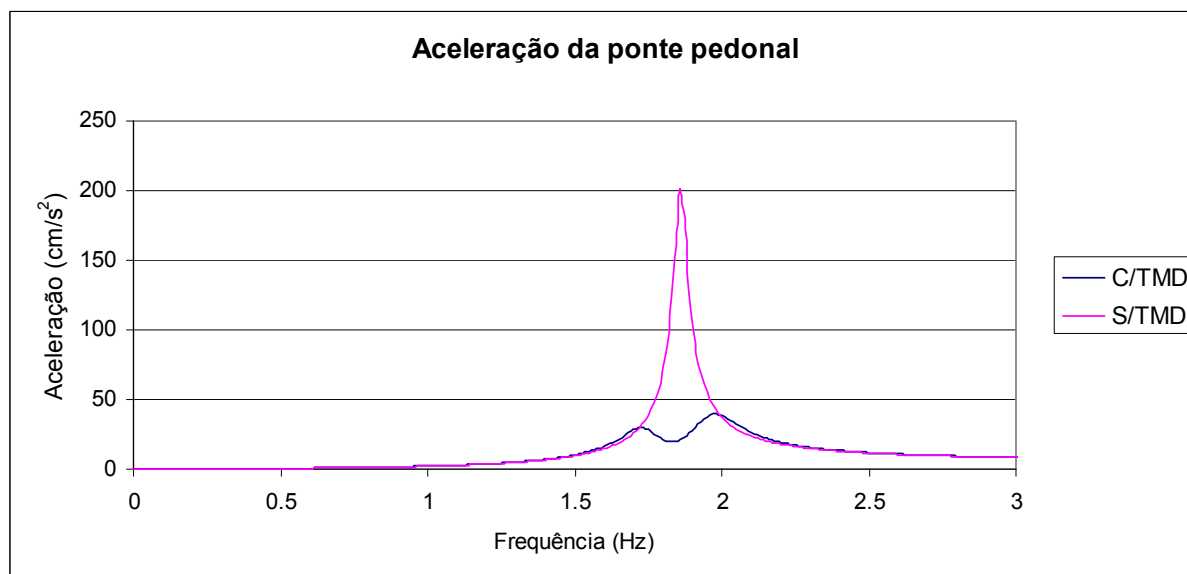


Fig.10.24. – Aceleração obtida na ponte pedonal com e sem o recurso a implementação de um TMD para o primeiro modo vertical de flexão.

Com a implementação do TMD, regista-se uma redução da aceleração máxima inicial próxima de 200cm/s^2 , para um valor de $39,61\text{cm/s}^2$ que é inferior a 50cm/s^2 . Para além disso, surgem na estrutura duas novas frequências naturais de valores $f_a = 1,74\text{Hz}$ e $f_b = 1,96\text{Hz}$ que substituem a frequência de $f_1 = 1,83\text{Hz}$, e cujos coeficientes de amortecimento estão previstos em $\xi_a = 4,28\%$ e $\xi_b = 4,37\%$, respectivamente. Em termos práticos significa que o TMD induz a uma dissipação de energia considerável, reduzindo eficazmente as vibrações.

Será conveniente referir que o TMD deve ser posicionado na ponte pedonal no local onde se processa a máxima amplitude modal do modo de vibração relativo à frequência de dimensionamento ($f_1 = 1,83\text{Hz}$), o que neste caso será prudente assinalar o nó 2355 da modelação numérica. Este dado será importante não apenas para implementar correctamente o TMD na modelação computacional, mas também tem um carácter informativo quanto à localização do TMD na realidade, de modo a que este possa funcionar de forma eficaz e em concordância com o dimensionamento propriamente dito. Existem casos porém onde o posicionamento em obra do TMD não pode ser consentido na posição inicialmente prevista, muitas das vezes por razões arquitectónicas, o que obriga à definir TMD's equivalentes, que dispostos sob a estrutura reproduzam o mesmo efeito do TMD dimensionado.

A resposta máxima da ponte pedonal sem a presença do TMD quando formulado pelas expressões no EXCEL originam acelerações próximas de 200cm/s^2 , que é na perspectiva do autor um resultado positivo na medida que constitui uma assíntota do valor que foi registado na modelação através do ROBOT. Recorde-se que na modelação da acção efectuada para uma frequência natural de $1,86\text{Hz}$, na situação de andamento a 2Hz do grupo de três pessoas, quando simbolicamente representados por uma carga pontual, se obteve uma aceleração máxima de $183,4\text{cm/s}^2$ e que posteriormente foi reduzida pelo coeficiente redutor k para $82,5\text{cm/s}^2$.

O autor pretende realçar a proximidade existente entre o valor anterior à redução efectuada pelo dito coeficiente k , e o resultado auferido pelo EXCEL, visto que apenas esse valor é aquele que é verdadeiramente comparável com os 200cm/s^2 , em virtude do coeficiente redutor k traduzir um

critério adicional de sensibilidade quanto ao nível de acelerações expectáveis, outorgado pelos autores da guia SYNPEX.

Além disso, a pequena diferença existente ainda pode ser justificada pelo simples facto de numa modelação numérica nunca ser atingida a ressonância, sendo no entanto a convergência para o valor limite uma boa aproximação e onde maior grau de precisão depende exclusivamente dos tempos de integração utilizados.

Outro processo alternativo que pode ser usado para determinar a resposta da ponte quando esta contiver o TMD, consiste em simular a presença do referido aparelho no ROBOT, sendo porventura mais relevante para este problema em função do aproveitamento da modelação numérica efectuada, ou então de forma a validar os resultados conseguidos pela formulação em EXCEL.

Para isso deve-se determinar uma barra equivalente que possua uma rigidez semelhante à rigidez encontrada para o TMD, e posicionar ainda uma massa na extremidade dessa mesma barra, de valor idêntico ao assimilado para a massa do TMD, tal como figura na seguinte imagem:

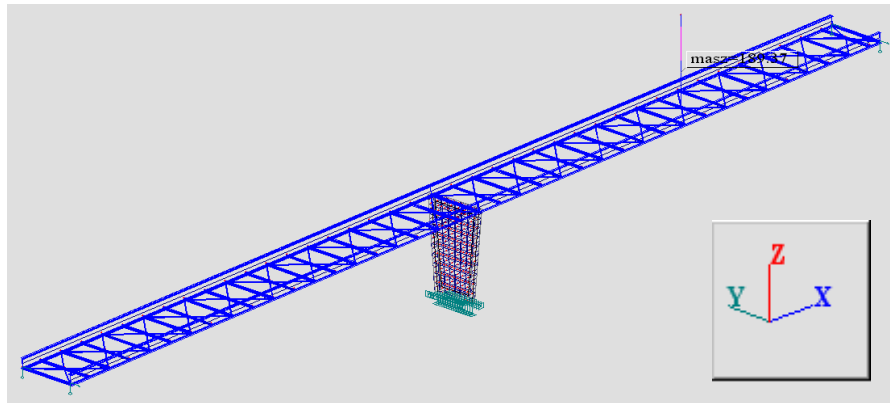


Fig.10.25. – Colocação na ponte modelada de uma barra e de uma massa com características semelhantes às determinadas no dimensionamento do TMD.

As características da barra são tais que asseguram na direcção vertical uma rigidez equivalente à do TMD determinado, ou seja, deverá possuir uma secção transversal e um comprimento tal como se sugere:

$$k_d = \frac{E_d A_d}{L_d} \quad (10.7)$$

Donde resulta:

$$\left. \begin{array}{l} E_d = 0,5 GPa \\ L_d = 5m \end{array} \right\} \Rightarrow A_d = 2,422 \times 10^{-4} m^2$$

$$\Downarrow$$

$$a_d \approx 1,56 cm$$

Note-se que o valor para o lado da secção transversal da barra obtido a_d é fruto de se ter admitido um comprimento axial L_d de 5m e um módulo de elasticidade E_d da barra, avaliado em 0,5GPa .

Saliente-se que os dados anteriores foram adoptados com o propósito de que o resultado numérico final para o lado da barra permitisse uma modelação eficiente.

Referem-se de seguida na Tabela 10.17, as frequências naturais encontradas para a Ponte Real modelada com a simulação do TMD, estando ainda patente a situação anterior à implementação do TMD:

Tabela 10.17. – Frequências naturais obtidas com e sem a instalação do TMD na modelação numérica.

<i>Casos</i>	<i>Frequência (Hz)</i> (Com TMD)	<i>Frequência (Hz)</i> (Sem TMD)	<i>Deformada Modal</i> (Com TMD)
1	0,03	-	1º Modo da Barra (TMD)
2	0,03	-	2º Modo da Barra (TMD)
3	1,71		1º Modo de Flexão
4	1,93	1,86	
5	2,05	2,05	1º Modo de Torção
6	2,61	2,60	2º Modo de Flexão
7	2,62	2,61	2º Modo de Torção
8	3,51	3,51	Modo combinado Longitudinal com Flexão
9	5,62	5,73	Modo Transversal com Flexão
10	5,81	5,92	Modo Transversal com Flexão
11	7,07	7,07	3º Modo de Torção
12	7,16	7,17	3º Modo de Flexão

Refira-se que os dois primeiros casos constantes da tabela anterior dizem respeito à deformada exclusiva da barra implementada e como tal são frequências fictícias, ou que devem ser encaradas com alguma reserva. Por outro lado, as frequências representadas pelos casos 3 e 4 são as novas frequências que substituem a frequência original de $1,86\text{ Hz}$ da estrutura inicial que não contém o TMD. Outra observação reside no facto das frequências naturais associadas aos restantes modos de vibração, para os quais o TMD não tem interferência, se mantiveram praticamente constantes.

Saliente-se ainda que ambos casos 3 e 4 admitem uma deformada modal idêntica à da correspondente frequência inicial de $1,86\text{ Hz}$. As figuras que se seguem pretendem elucidar os quatro primeiros modos de vibração da ponte, depois de implementada a barra representativa do TMD:

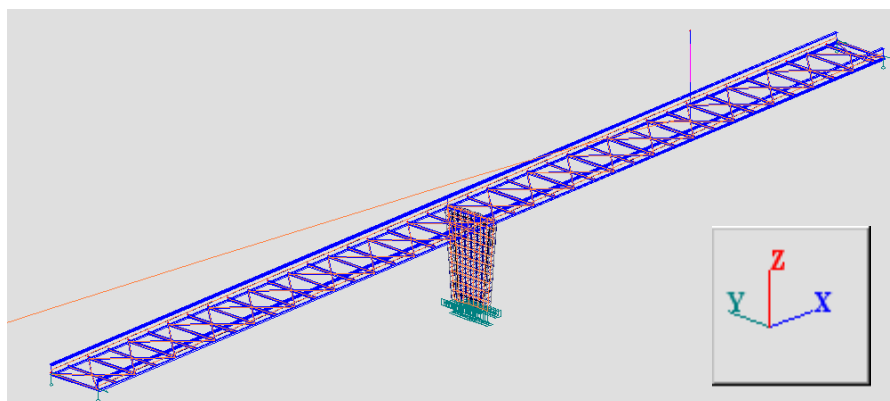


Fig.10.26. – Deformada modal associada à frequência de $0,03 \text{ Hz}$ na ponte com simulação do TMD (1º Caso).

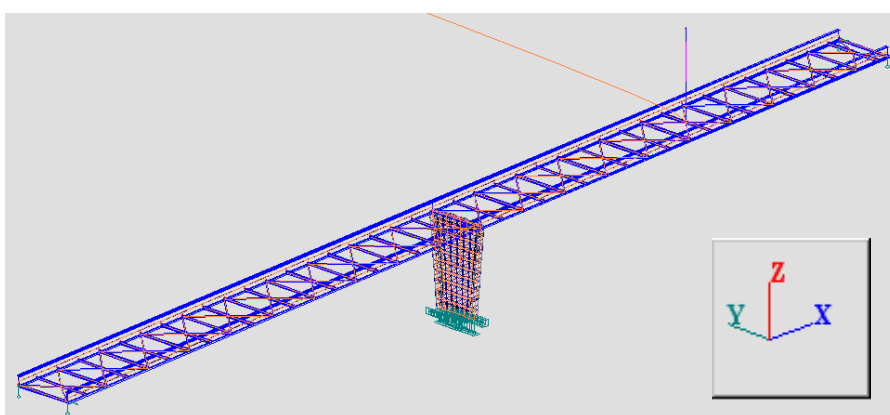


Fig.10.27. – Deformada modal associada à frequência de $0,03 \text{ Hz}$ na ponte com simulação do TMD (2º Caso).

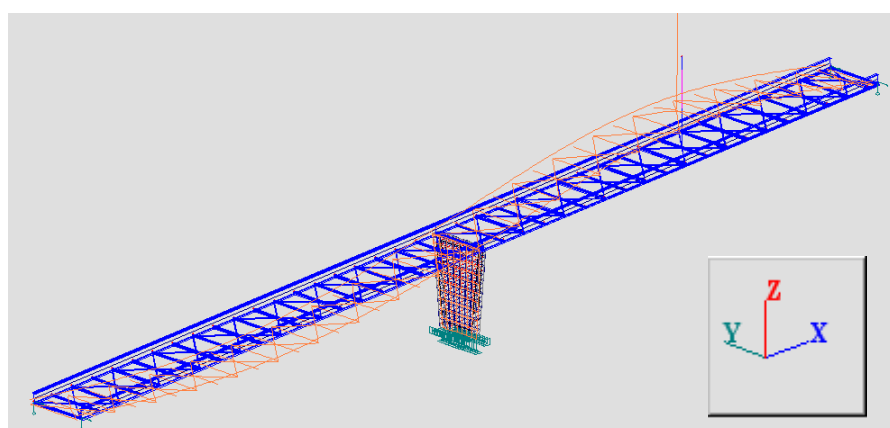


Fig.10.28. – Deformada modal associada à frequência de $1,71 \text{ Hz}$ na ponte com simulação do TMD (3º Caso).

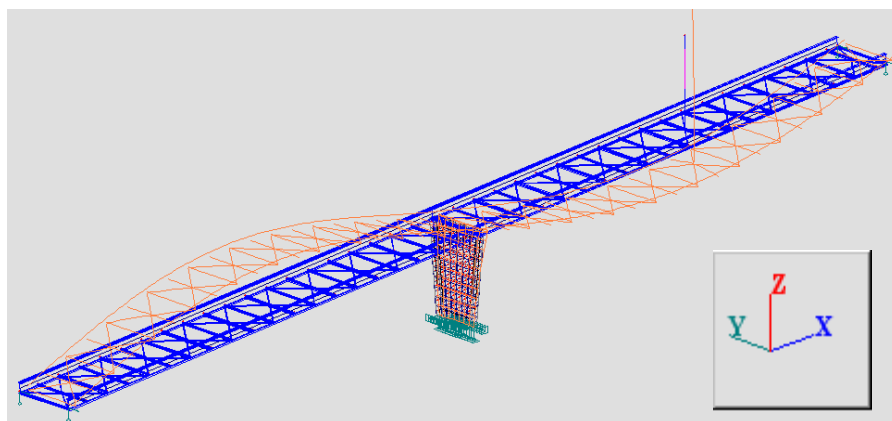


Fig.10.29. – Deformada modal associada à frequência de 1,93 Hz na ponte com simulação do TMD (4º Caso).

Além disso, realça-se a grande aproximação existente entre os dados fornecidos pelo EXCEL e os que foram obtidos desta vez na modelação pelo ROBOT. A esse respeito pode consultar-se a Tabela 10.18 seguinte:

Tabela 10.18. – Comparação de resultados para a frequência própria auferida mediante cada método e estimativa do erro cometido.

<i>Frequência (Hz)</i>	<i>Formulação Exacta (EXCEL)</i>	<i>Formulação Aproximada (ROBOT)</i>	<i>Erro Relativo</i>
f_a	1,74 Hz	1,71 Hz	1,72%
f_b	1,96 Hz	1,93 Hz	1,53%

Para averiguar se o TMD tem de facto um papel redutor das vibrações, o autor sugere que seja efectuado um caso de carga relativo ao andamento de um grupo de três peões nas novas frequências, mas modelados através de uma acção dinâmica concentrada.

Deste modo, sintetiza-se na Tabela 10.19 as acções respeitantes aos casos de carga efectuados para a análise da resposta da ponte com TMD:

Tabela 10.19. – Acções concentradas sugeridas pelo autor para simular o efeito do grupo de três pessoas.

<i>SYNPEX</i>							
<i>Caso</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Peso (Grupo) [N]</i>	α_1	ϕ_1	ξ (%)	<i>Acções⁽¹⁸⁾ [N]</i>	<i>Nó</i>
1	1,71	2400	0,223	0	4,28	$F_{v,1} = 535,2 \cdot \sin(10,74 * t)$	2355
2	1,93	2400	0,294	0	4,37	$F_{v,2} = 705,6 \cdot \sin(12,13 * t)$	2355

A resposta da estrutura para cada uma das acções dinâmicas ensaiadas encontra-se na Tabela 10.20 que sintetiza a informação primordial necessária:

⁽¹⁸⁾ Por opção do autor, as acções consideradas apenas contêm o efeito do primeiro harmónico da acção e não contemplam a componente estática $G = 2400\text{ N}$.

Tabela 10.20. – Resposta da modelação da Ponte Real com TMD quando submetida a uma carga dinâmica concentrada contabilizando o efeito de um grupo de três pessoas.

SYNPEX						
Resposta máxima						
Caso	f_i [Hz]	Nó	$u(t)_{Máx}$ [cm]	$a(t)_{Máx}$ [m/s ²]	k	$a(t)_{Máx}^{Real}$ [m/s ²]
1	1,71	2355	0,303	0,350	0,45	0,158
2	1,93	2355	0,273	0,402	0,45	0,181

Saliente-se que em qualquer uma das acções presentes na Tabela 10.20, foi considerado um tempo total de integração de 100s e um intervalo de integração que se apoia no método de Newmark, ou seja, $\Delta t = 0,03s$.

A informação relativa à resposta numérica também pode ser traduzida por meio de uma análise gráfica, tal como as Figuras 10.30 e 10.31 assim o sugerem. Note-se contudo que para uma melhor visualização, dado a frequência angular de excitação ser elevada, o autor optou por simplificarmente apresentar apenas os vinte segundos (20s) iniciais que ilustram nitidamente a convergência para o valor máximo encontrado no período de integração da função (100s).

Aceleração(cm/s²)

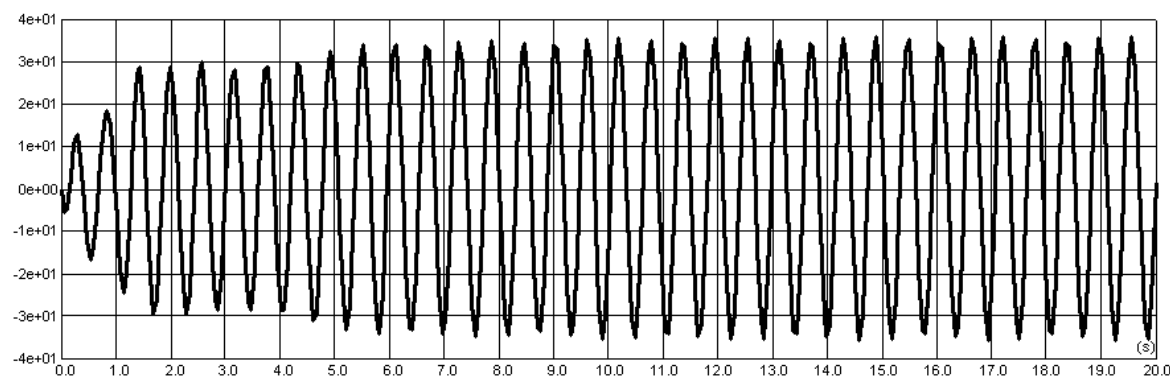


Fig.10.30. – Resposta máxima da Ponte Real com TMD quando sujeita à acção sinusoidal $F_{v,1}$ tal como consta na Tabela 10.20.

Aceleração(cm/s²)

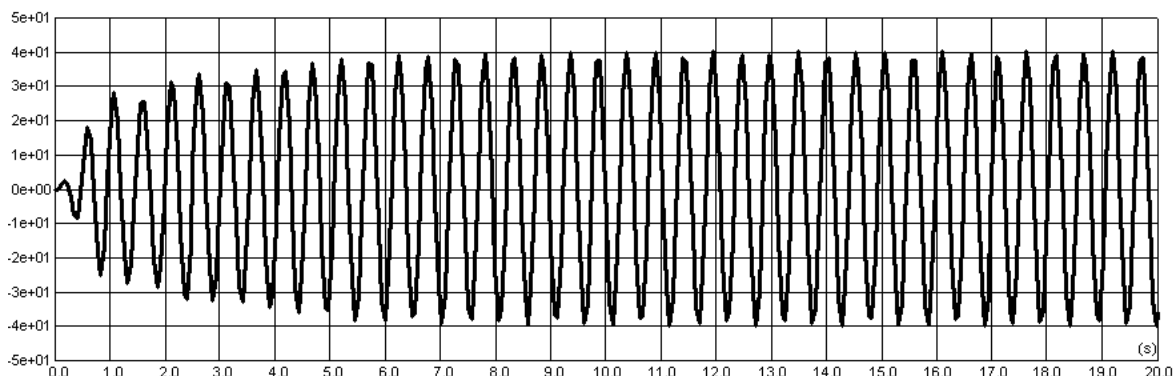


Fig.10.31. – Resposta máxima da Ponte Real com TMD quando sujeita à acção sinusoidal $F_{v,2}$ tal como consta na Tabela 10.20.

Uma vez obtidas as acelerações pela via numérica, torna-se viável uma comparação destas com os dados teóricos e mais exactos resultantes da formulação realizada em EXCEL. Assim, será de apontar que para a modelação da Ponte Real quando implementado o TMD, tem-se uma situação em que o valor directamente extraído do programa de cálculo ROBOT é novamente convergente com os resultados teóricos expectáveis através da metodologia consentida no EXCEL, o que prova que ambos os métodos de cálculo são igualmente válidos e bastante aproximados. Do mesmo modo como anteriormente aconteceu, o factor redutor k altera significativamente os resultados no sentido de ajustar os níveis de aceleração, de acordo com os pressupostos da guia, para valores mais reduzidos. Acontece que, neste caso concreto onde não existe nenhum resultado de algum ensaio em que a estrutura contenha o TMD, não é possível visualizar se o coeficiente redutor k tem o mesmo grau de importância como até esta altura então teve.

De seguida é apresentada a Tabela 10.21 que ilustra o erro cometido quando se recorre à modelação computacional para proceder à simulação do TMD na estrutura:

Tabela 10.21. – Comparação de resultados para as acelerações auferidas mediante cada método e estimativa do erro cometido.

<i>Caso</i>	<i>Formulação Exacta (EXCEL)</i>	<i>Formulação Aproximada (ROBOT)</i>	<i>Erro Relativo</i>
1	32,60 cm / s ²	35,01 cm / s ²	7,4%
2	39,61 cm / s ²	40,20 cm / s ²	1,5%

Em função dos resultados anteriores, pode-se admitir que a modelação por meio de um programa de cálculo pode muito bem representar a resposta da estrutura quando esta contiver um TMD como sistema redutor das vibrações.

O autor considera ainda útil a consideração de mais um caso de carga, no qual se torna evidente o efeito do TMD em neutralizar as vibrações, quando este se encontra localizado na modelação computacional. Para isso bastará apenas criar uma situação de carga do grupo de três pessoas, através de uma carga concentrada, mas agora na frequência natural inicial antecessora à instalação do TMD na estrutura, ou seja, $f_1 = 1,86\text{Hz}$. As Tabelas 10.22 e 10.23 seguintes contêm a informação referente à carga dinâmica aplicada e à resposta obtida para essa mesma carga, respectivamente:

Tabela 10.22. – Acção concentrada sugerida pelo autor para simular o efeito do grupo de três pessoas.

<i>SYNPEX</i>							
<i>Caso</i>	<i>Frequência [Hz]</i>	<i>Peso (Grupo) [N]</i>	α_1	ϕ_1	ξ (%)	<i>Acções</i> ⁽¹⁹⁾ [N]	<i>Nó</i>
1	1,86	2400	0,271	0	4,28	$F_{v,1} = 650,4 \cdot \sin(11,69 \cdot t)$	2355

⁽¹⁹⁾ Por opção do autor, as acções consideradas apenas contêm o efeito do primeiro harmónico da acção e não contemplam a componente estática $G = 2400\text{N}$.

Tabela 10.23. – Resposta medida pelo ROBOT.

Resposta máxima						
Caso	$f_i[Hz]$	Nó	$u(t)_{Máx}$ [cm]	$a(t)_{Máx}$ [m/s ²]	k	$a(t)_{Máx}^{Real}$ [m/s ²]
1	1,86	2355	0,136	0,185	0,45	0,083

Realce-se que a presença do factor redutor não esconde a boa aproximação encontrada entre os resultados obtidos via EXCEL ou via ROBOT, visto que este é um parâmetro externo à análise e que é aplicado após o cálculo automático.

Uma representação visual da resposta encontra-se representada na Figura 10.32, e apresenta fenómenos particulares que a seguir são abordados. Apesar de conter a resposta ao longo dos 100s de actuação da acção, o autor preferiu ilustrar apenas os 20s iniciais, uma vez que estes reproduzem o comportamento mais importante, e que merece destaque:

Aceleração(cm/s²)

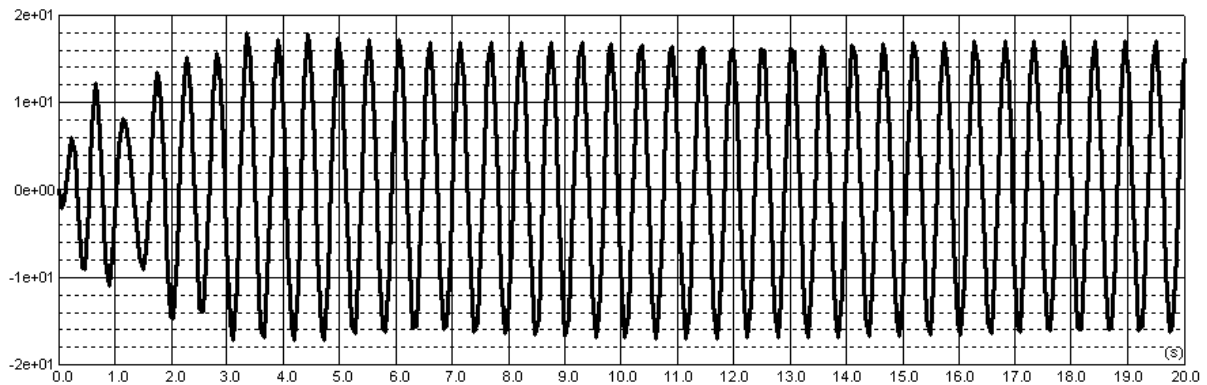


Fig.10.32. – Resposta máxima da Ponte Real com TMD quando sujeita à acção sinusoidal $F_{v,1}$ tal como consta na Tabela 10.23.

Através da Figura 10.32 é possível constatar dois factos, sendo ambos de extrema importância para este documento. A primeira evidência reside no facto de estar desenhado na imagem uma zona inicial correspondente ao período em que o TMD começa a actuar na estrutura, diminuindo a aceleração ao longo do tempo, depois de atingido o nível crítico. Por outras palavras, a resposta máxima da ponte ocorre logo aos 3,36s, e depois dessa altura as acelerações decaem lentamente com o tempo, convergindo para dois valores, ou seja, ficando limitadas entre duas assíptotas horizontais.

Isto revela uma característica física do verdadeiro funcionamento de um TMD, visto que na realidade o TMD actua não de uma forma instantânea, mas sim de um modo progressivo, neutralizando as vibrações na fase inicial da perturbação e convergindo a resposta para valores de aceleração aceitáveis conforme foi estabelecido pelo projectista, no seu dimensionamento.

A segunda observação consiste no facto do valor da aceleração máxima medida directamente no ROBOT ser um resultado que vai ao encontro do que a formulação teórica pressupõe, na medida que para uma frequência de excitação de $f_1 = 1,86\text{Hz}$, portanto intermédia entre ambos os valores correspondentes à resposta máxima ($f_a = 1,71\text{Hz}$ e $f_b = 1,93\text{Hz}$), obtém-se uma aceleração de valor inferior à qualquer uma das que foi registada para estas duas últimas frequências. Além disso, existe uma boa aproximação entre o valor teórico expectável e o valor numérico conseguido pelo programa ROBOT, tal como a Tabela 10.24 revela:

Tabela 10.24. – Comparação de resultados para as acelerações auferidas mediante cada método e estimativa do erro cometido.

<i>Caso</i>	<i>Formulação Exacta (EXCEL)</i>	<i>Formulação Aproximada (ROBOT)</i>	<i>Erro Relativo</i>
1	$19,92\text{ cm/s}^2$	$18,53\text{ cm/s}^2$	7,0%

O autor quer finalizar este trabalho apresentando uma imagem 3D da ponte pedonal, numa perspectiva que proporciona a visualização desta num pôr-do-sol, que à semelhança do dia acabar, tem como analogia o término desta tese.

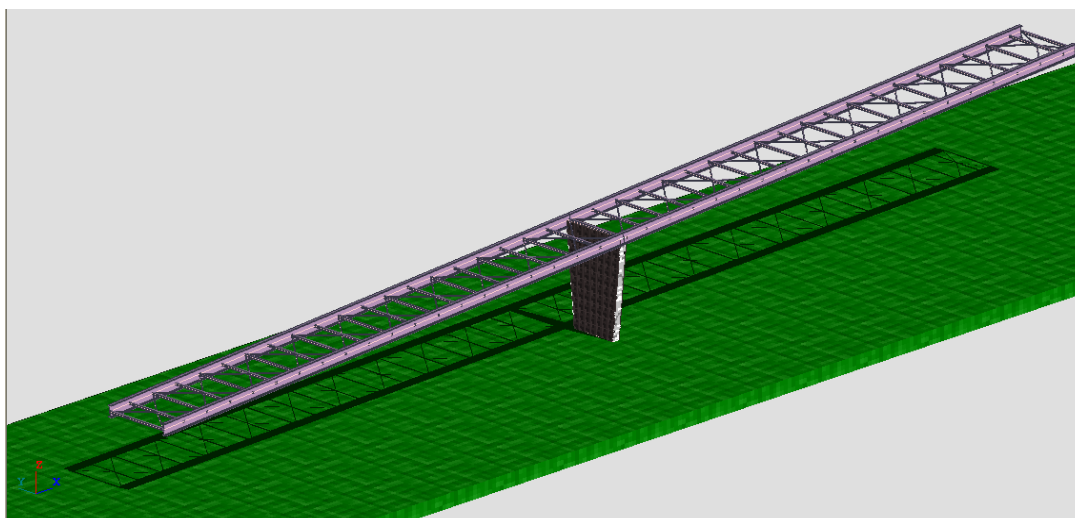


Fig.10.33. – Visualização da ponte pedonal ao pôr-do-sol.

CONCLUSÃO

11.1. SÍNTESE DOS TRABALHOS REALIZADOS

Neste documento foram abordadas diversas temáticas relativas à dinâmica das estruturas, associadas às pontes pedonais. Como tal, sempre é importante conhecer as características que melhor definem a geometria assim como as principais propriedades físicas desse tipo de estruturas, ainda para mais quando nos dias actuais se pretende criar verdadeiras obras de arte, recorrendo à uma esbelteza acentuada, o que se repercute por sua vez num funcionamento que acaba por ser perturbador ou mesmo problemático para o conforto dos utentes.

Desta forma, depois de entendido que os ditos passadiços são muito susceptíveis às acções dinâmicas induzidas por um único peão ou por grupos de peões, foi apresentado um conjunto bem numeroso de estudos desenvolvidos por múltiplos investigadores a nível mundial, onde estes procuram caracterizar as acções subjacentes à passagem humana sobre essas estruturas, quer pela via numérica, através da modelação de acções dinâmicas, quer pela via experimental graças aos ensaios efectuados numa plataforma laboratorial, sendo este último processo, a tecnologia mais evoluída na actualidade.

A consideração dos mais variados conceitos referentes à modelação mais realista da acção pedonal foi apresentada, de modo a perspectivar ao leitor a evolução da caracterização das forças induzidas por peões, começando por Matsumoto, seguindo-se Bachmann, e finalizando com as recomendações de índole internacional, mais recentes, e que de algum modo não só reflectem os trabalhos desenvolvidos pelos primeiros, bem como contribuem elas mesmas com informações úteis quanto às soluções mais engenhosas e igualmente eficazes de controlar as oscilações desenvolvidas pelas estruturas mais sensíveis.

O principal argumento apresentado, e que é comum nos diversos documentos que regem a construção das ditas obras, assenta na limitação eficaz dos registos da aceleração, previsíveis, se numa fase de projecto, ou reais, se numa estrutura existente. Aliás, é para este último caso que são estudados diferentes meios de dissipação de energia, com o simples propósito de mitigar o nível de acelerações experimentado pelos peões. Alguns exemplos foram descritos, sendo eventualmente uns mais elaborados do que outros, mas é no factor económico onde se encontra a principal escolha efectuada pelo projectista, a pedido do dono de obra. Com efeito, os TMD's são uma das técnicas mais eficientes na área da dinâmica estrutural, mas que muitas das vezes acabam por não ser aplicados nas estruturas que deveras necessitam, uma vez que o preço destes elementos aumenta o custo final da ponte pedonal, motivo suficiente para não ter tanta aplicabilidade em determinados países como por exemplo em Portugal, salvo raras excepções, como a ponte pedonal de Pedro e Inês, projectada pelo Engenheiro António Adão da Fonseca, em Coimbra sobre o rio Mondego. A falta de experiência na

implementação deste tipo de sistemas constitui também um dos aspectos que mais contribui para evitar o recurso dos TMD's, enquanto soluções a ter em conta.

Finalmente, os estudos elaborados neste trabalho visaram abranger as guias mais recentes, algumas das quais se encontram ainda em início de aplicação e de desenvolvimento, como sejam as recomendações idealizadas pelo grupo francês do SÉTRA, mediante a Guia Metodológica Francesa, assim como pelos autores do SYNPEX, donde se salienta a participação de entidades portuguesas na sua redacção, nomeadamente alguns professores da FEUP.

Na realidade, estes dois documentos acima mencionados mereceram especial destaque pelo autor, em virtude dos estudos efectuados nesta tese poderem perspectivar algumas correcções, ou eventuais comentários quanto à aplicabilidade dos critérios chave pronunciados nos referidos documentos. Assim sendo, um exemplo prático serviu como elemento de base para avaliar os parâmetros fundamentais definidos por cada uma das regras especificadas em cada documento. Apresenta-se no subcapítulo seguinte, uma síntese das análises levadas a cabo pelo autor, baseadas na ponte pedonal edificada na cidade do Porto, junto ao Parque da Cidade.

11.2. RECOMENDAÇÃO SÉTRA / SYNPEX

No sentido de conseguir pôr em prática os conceitos que eram apresentados pelas recomendações do SÉTRA, o autor efectuou um estudo dinâmico detalhado, no qual varreu todas as hipóteses de cálculo que foram propostas, sempre em concordância com o que era sugerido pela guia em causa, considerando ainda alguns casos de carga respectivos a outras acções, outros estados limites, como seja o estudo do comportamento da ponte para os Estados Limites Últimos, muito para além dos casos de carga dinâmicos prescritos pela guia, em função das características naturais da estrutura modelada, aos quais foram acrescidos outros casos dinâmicos particulares propostos pelo autor, com o intuito de verificar o comportamento da ponte sob outras situações de carga, não definidos pela recomendação do SÉTRA.

Com efeito, os casos de carga adicionais acabaram por revelar-se tão gravosos, quanto os estipulados pela Guia Francesa, o que revela a dificuldade que existe em conseguir representar os casos de carregamento principais. Por outro lado, este facto também se deve ao facto da Guia Francesa dispor de um conceito inicial, que é intrínseco às bases que regem os princípios de aplicabilidade da referida recomendação técnica, conceito esse segundo o qual os casos de carga que são definidos para a análise dinâmica de uma estrutura, dependem de uma tabela que fixa os casos de carga a considerar, em função da proximidade das frequências naturais, às frequências de risco. Ora esta presunção acaba por desprezar situações que contemplem frequências de passada diferentes das que conduzem à ressonância da estrutura, mas que são sem sombra de dúvida aquelas para as quais o respectivo estudo dinâmico deve ser desenvolvido e correctamente encarado. Este facto é determinante na avaliação que o autor entende como incompleta pela Guia Francesa, ainda para mais quando esses mesmos casos de carregamento acabaram por revelar-se tão perniciosos quanto às vibrações, como os que eram tidos como indispensáveis.

Igualmente aliado ao ponto anterior, os próprios casos de carga dinâmicos são idealizados para avaliar o desempenho da ponte em condições de serviço, mas estão definidos para situações extremamente desfavoráveis de carregamento, como sejam por exemplo a consideração das acções dinâmicas sobre a totalidade do tabuleiro, assim como na delimitação de uma amplitude da acção sinusoidal num valor tão acentuado. A inconveniência da formulação destes critérios assenta no facto de mais parecerem que estão a prever o desempenho para um Estado Limite Último, caracterizando o nível de oscilações

da obra, em circunstâncias tais que podem nem ser atingidas na sua vida útil, pelo menos durante um número de vezes que justificasse a sua consideração. Pode ser ainda pronunciado que esses mesmos casos dinâmicos de carregamento chegam a ser gravosos de mais, e que parecem estar tão condicionados às regras de aplicabilidade, que acabam por desviar-se da formulação mais realista.

Posto isto, os pontos-chave que o autor entende que ainda devem ser reformulados ou pelo menos novamente analisados pela entidade do SÉTRA, são a definição da amplitude dinâmica, a consideração da referida acção na superfície horizontal, e por último na liberdade que deveria ser dada ao projectista para encarar quais os casos de carga que ele entendesse serem importantes, independentemente das frequências naturais da estrutura, visto que como ficou comprovado, casos há em que as pessoas se deslocam a frequências bem distintas da frequência própria da estrutura, e no entanto acabam por manifestar níveis de vibração importantes.

Saliente-se contudo que a análise proposta pela Guia Francesa apesar de ter algumas inconsistências, acaba por apresentar uma formulação em que os casos de ressonância são muito desfavoráveis para cumprir os critérios da aceleração limite admitidos no mesmo documento, sendo portanto conservativos sob o ponto de vista de indicarem limites superiores para as acelerações, do que aquelas que irão alguma vez ser ressentidas durante o funcionamento da obra. Apesar desta salvaguarda, importa salientar que este aspecto da segurança também tem repercussões em termos de custos, uma vez que um projectista que acabe por modelar segundo os princípios subjacentes pela Guia Francesa acaba por dimensionar uma estrutura muito mais robusta, ou no caso de ser esbelta, fazer antever o provisionamento de meios dissipadores de vibração como são os TMD's apresentados.

Uma vez que se aborda a problemática da segurança no parágrafo anterior, importa mencionar o facto de que quanto à análise pedida aos ELU pela Guia Francesa, com vista a contemplar o estudo generalizado nas pontes pedonais, tem dois panoramas bem distintos, conforme se trata das verificações ao ELU mediante carregamentos estáticos, ou se se trata de acções dinâmicas específicas de uma avaliação ao ELU.

Assim, tem-se por um lado que as verificações quanto aos ELU relativos à conjugação das acções estáticas acabou por traduzir-se num nível de tensões que não excedia o limite máximo da tensão de cálculo resistente, significando então que a estrutura se encontraria segura. Por outro lado, no que concerne ao cálculo às acções dinâmicas próprias do ELU, apesar de ter originado acelerações de índole astronómica para uma ponte pedonal, verificou-se que a dita estrutura não apresenta tensões de risco. Esta será porventura uma das conclusões principais deste trabalho, senão a mais importante na opinião do autor, uma vez que mediante uma aplicação prática foi possível comprovar que mesmo perante as mais diversas situações de cargas desfavoráveis, e não obstante a estrutura se encontrar submetida a carregamentos originários de acelerações verdadeiramente acentuadas, o registo das tensões é satisfatório sob o ponto de vista da segurança. Este aspecto é fundamental, sobretudo pelo facto da maioria das pessoas do senso comum acreditar vivamente que o nível de acelerações que proporciona o desconforto é uma das razões que potencia a queda da estrutura, quando ficou provado haver ainda uma grande distância aos valores da tensão limite.

Do mesmo modo, a verificação das tensões oriundas do carregamento dinâmico, desta vez na situação de serviço, revelou-se também satisfatória, o que vai ao encontro do que foi pronunciado no final do parágrafo anterior. Já no que respeita aos critérios da verificação do Estado Limite da Deformação, relativo à avaliação do desempenho de uma condição do ELS, constatou-se uma situação que não responde favoravelmente no que diz respeito ao controlo da flecha sob a combinação frequente de acções, pelo menos segundo os critérios apontados pela Norma AASHTO.

Quanto ao SYNPEX, apenas basta salientar o facto desta guia constituir nada mais do que o artigo científico mais actual, e que consegue por isso anular algumas ideias menos bem conseguidas pela Guia Francesa. Ao mesmo tempo pode-se referir ainda que se encontra em fase de redacção definitiva, estando prevista a sua publicação oficial para o último trimestre deste ano civil.

Em relação aos pontos favoráveis do SYNPEX, refira-se a liberdade que é dada ao projectista em este ser totalmente livre de escolher o tipo de carga mais aconselhado, como também o facto da amplitude da acção ser definida em função da frequência natural, acaba por ajustar eficientemente a acção dinâmica a cada caso específico, o que constitui uma verdadeira concepção engenhosa, visto que relaciona directamente a grandeza da acção a modelar com a energia imposta no movimento, atendendo ao facto de movimentos mais energéticos estarem intimamente associados à frequências superiores.

Além disso, a vasta panóplia que engloba os casos de carga possíveis facilitam a vida ao projectista, na medida que existem os casos de carga para os peões individuais, grupos ou associações de peões, e finalmente carregamentos subjacentes a multidões ou a uma numerosa densidade pedonal. É aliás no primeiro caso aludido, que surge também uma segunda idealização deveras interessante e que é também bastante característica dos estudos desenvolvidos pela equipe que fundou o SYNPEX. Basta atender ao facto de que no referido documento as acções individuais de um peão devem reflectir uma modelação computacional em que se proceda ao movimento de translação da acção dinâmica, e que em alternativa ao procedimento descrito, pode ser colocada a força dinâmica no antinodo respectivo ao modo e frequência de vibração em causa, multiplicando posteriormente por um coeficiente redutor que tem um papel primordial a desempenhar, como foi notável na aplicação prática do ensaio experimental In-Situ. De seguida no subcapítulo seguinte, será desenvolvida novamente esta questão.

11.3. APLICAÇÃO DOS CONCEITOS A UMA PONTE PEDONAL

Com efeito, graças a realização do ensaio experimental In-Situ, tornou-se viável efectuar uma análise comparativa entre os resultados obtidos pela modelação em computador, respeitantes a cada uma das principais recomendações técnicas em estudo, a Guia Francesa e o SYNPEX.

Nessa perspectiva, foi possível constatar que os critérios formulados pelo SYNPEX conduzem a resultados mais aproximados, quando comparados com os valores encontrados no ensaio experimental, o que significa que esta recomendação técnica de facto pondera com muito rigor todos os pormenores essenciais para a obtenção de resultados mais realistas. Para tal, saliente-se a eficácia do parâmetro redutor que é considerado nas modelações de peões isolados, para a convergência e aproximação espantosa dos resultados experimental e computacional.

Ao invés, surge a Guia Metodológica Francesa, que apresentando valores excessivamente elevados, não deixa de ser seguro, mas em contrapartida acaba por vezes em diferir em demasia, motivo pelo qual pode levar a reforços na estrutura, como seja por intermédio do aumento da rigidez, e que encarecem a solução prevista, conforme já havia sido discutido.

Ao mesmo tempo, é devido à concretização do ensaio experimental que é possível avaliar o grau de aproximação existente entre a modelação numérica e a modelação experimental, tendo-se comentado na altura para o excelente nível de aproximação conseguido pelo autor, ao tentar reproduzir a ponte pedonal em estudo por intermédio do software comercial ROBOT MILLENNIUM. Atenda-se por exemplo às comparações entre as frequências naturais, e os modos próprios de vibração.

Por outro lado, é com base no ensaio experimental, e com as características mais específicas implementadas na modelação, que surge a hipótese de dimensionar a colocação de um TMD na

estrutura, de modo a avaliar a resposta momentânea em face de carregamentos dinâmicos expectáveis. Uma coisa leva à outra, e surge então a possibilidade em fazer uma última análise comparativa entre a modelação teórica do aprovisionamento de um TMD, com a modelação numérica em computador, tendo-se discutido sumariamente a proximidade alcançada. De facto, ficou registado a possibilidade em recorrer ao cálculo computacional, em detrimento do cálculo laborioso de uma folha de cálculo em EXCEL, sendo porventura mais interessante e igualmente válido.

Finalmente, e na perspectiva do autor, este trabalho ficou muito mais rico por se ter desenvolvido um ensaio experimental, que além da componente de validação dos resultados numéricos, vem por este meio ilustrar didacticamente o tipo de análise que é comum pelos investigadores no que respeita ao estudo do comportamento dinâmico em pontes pedonais.

11.4. PERSPECTIVAS FUTURAS

Depois de apresentadas as diversas perspectivas efectuadas, bem como todas as conclusões construídas, é chegada a altura de antever trabalhos futuros que podem vir a ter desenvolvimento nesta área.

Logo à partida, a principal alusão que pode ser salientada remete para o facto de estar para dentro de breve a emissão do documento final relativo ao SYNPEX, com as especificações, regras e princípios que estão subjacentes à sua formulação, tal como neste documento foi examinado ao pormenor.

Para além disso, tratando-se as pontes pedonais de elementos estruturais muito particulares, cuja concepção requer estudos de diversas índoles, entre as quais a dinâmica de estruturas está claramente no topo das análises que são primordiais, então este trabalho pode servir como um exemplar prático, em relação às tipologias das verificações que são necessárias efectuar, logo após estar consentida a geometria da estrutura pelo projectista.

Por outro lado, mesmo não fazendo parte do desenvolvimento inicialmente pensado, a provisão de um elemento como o que um TMD representa, acaba sempre por enriquecer o trabalho, em virtude de possibilitar ao leitor uma assemblagem por analogia a outros casos, através da exemplificação como a que aqui foi resolvida. Em consequência, é esperado também que em futuras obras seja mais comum a prática da colocação de elementos redutores das vibrações, em particular os TMD's.

Para terminar, e indo um pouco ao encontro do que sucede actualmente na Europa, a uniformização dos conceitos prescritos nos diversos documentos internacionais, pelos diferentes organismos que regem e planeiam a construção, certamente vão acabar por incorporar numa cláusula específica, alguns dos conceitos que são tidos como ideias-chave pelas distintas entidades, à respeito desta temática, de igual modo como se está a processar com os Eurocódigos. A opinião pessoal do autor é dirigida nitidamente para a consideração do SYNPEX, uma vez que é bem evidente o engenho que a referida norma impregna na génese dos seus princípios, patenteando na excelente aproximação dos resultados auferidos.

BIBLIOGRAFIA

- [1] [HTTP://WWW.SCIENCECLARIFIED.COM/IMAGES/UESC_06_IMG0297.JPG](http://www.scienceclarified.com/images/uesc_06_img0297.jpg). 05/05/08
- [2] Matsumoto, Y., Nishioka, T., Shiojiri, H., Matsuzaki, K. *Dynamic Desing of Footbridges*, IABSE Proceedings, P-17/78, pp. 1-15, 1978.
- [3] Schulze, H. *Dynamic Effects of the Live Load on Footbridges*, Signal und Schiene, vol. 24, no. 2, pp. 91-93, and no. 3, pp. 143-147, 1980.
- [4] Kramer, H. e Kebe, H. W. *Man-induced Structural Vibrations*, Der Bauingenieur, vol. 54, no. 5, pp. 195-199, 1979.
- [5] Tilly G.P., Cullington D.W., Eyre R. *Dynamic Behaviour of Footbridges*, IABSE Surveys S 26/84, 1984.
- [6] Baumann K., Bachmann H. *Dynamic loading induced by persons and its effect on beam structures* (in German), Institute of Structural Engineering, Swiss Fed. Inst. of Techn. (ETH) Zürich, report 7501-3, Birkhäuser, Basle, 1987.
- [7] Wheeler, J.E. *Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibrations in Footbridges*, J. Struct. Div. ASCE, vol. 108, ST 9, pp. 2045-2065, 1982.
- [8] Galbraith F.W., Barton M. V. *Ground loading from footsteps*, J.Acoust. Soc. Of America, vol. 48, no. 5 (part 2), pp.1288-1292, 1970.
- [9] Moutinho, C. *Controlo Passivo e Activo de Vibrações em Pontes de Peões*, Tese de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, 1998.
- [10] Bachmann, H., Ammann, W. *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines*, Structural Engineering Documents, IABSE, 1987.
- [11] Pernica, G. *Dynamic load Factors for Pedrestrian Movements and Rhythmic Exercises*, Canadian Acoustic, pp. 18, 2, 3-18, 1990.
- [12] SÉTRA/AFGC: *Passerelles piétonnes – Evaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons* (Footbridges – Assesment of dynamic behaviour under the action of pedrestrians), Guidelines, Sétra, March 2006.
- [13] A. Ebrahimpout, R.L. Sack. *Desing live loads for coherent crowd harmonic movements*, ASCE Journal of Structural Engineering, 1990, Vol. 118-4, pp.1121-1136.
- [14] Bachmann H. *Vibrations of building structures caused by human activities, case study of gymnasium*, Nat. Res. Council of Canada, Techn. Transl. 2077, 1984 – Orig. in German, J. SIA (Schweizer Ingenieur und Architekt), vol. 101, no. 6, pp. 104-110, 1983.
- [15] Rainer J. H. *Dynamic response of a gymnasium floor*, Build. Res. Note 213, Div. of Build. Res., Nat. Res. Council of Canada, Ottawa, May 1984.

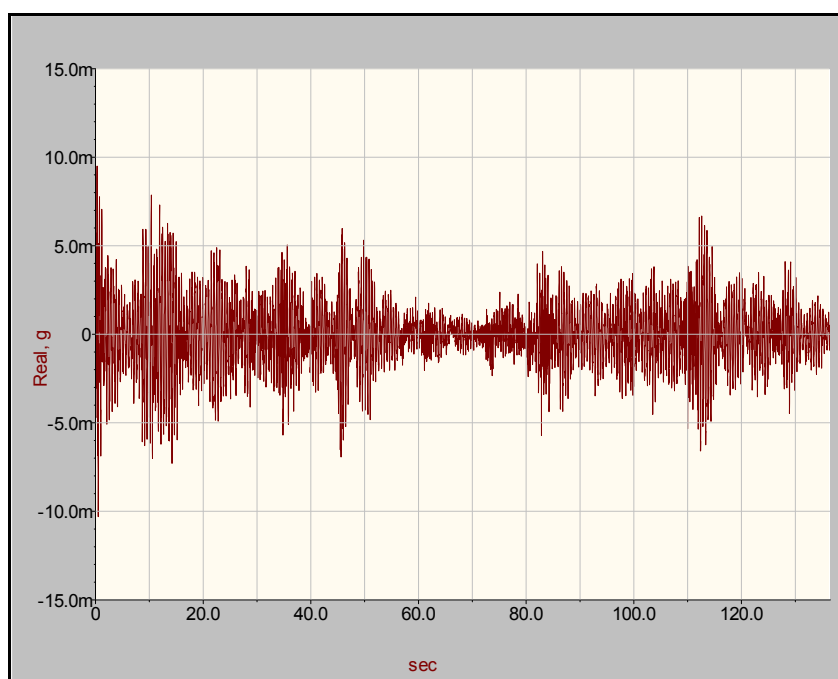
- [16] Rigueiro, C. *Detecção e modelação de Vibrações em Pontes Para Peões*, Tese de mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FCTUC, 1997.
- [17] British Standards Institution. BS 5400, Part 2, Appendix C: “*Vibration Serviceability Requirements for Foot and Cycle Track Bridges*”, 1978.
- [18] National Building Code of Canada. NBC 1980, commentary A: “*Serviciability criteria for deflections and vibrations*”, suppl. chapter 4, 1980.
- [19] Hauksson, F. *Dynamic Behaviour of Footbridges Subjected to Pedestrian-Induced Vibrations*, Master’s Dissertation, Lund University, 2005.
- [20] GDR State Construction Superv. Board, Regulation SBA 123/82: “*Traffic and Pedestrian Bridges*”, Vibration Tests, GDR Ministry of Transportation, East Berlin, July 1982.
- [21] Eurocode 5 – *Design of timber structures* – Part2 : Bridges. PrENV 1995-2, 14 January 1997.
- [22] Eurocode. *Basis of Structural Design* - prAnnex A2. EN1990: 2002. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium. April 2002.
- [23] Eurocode 2 – *Calcul des structures en béton* – 2ème partie : Ponts en béton. ENV 1992-2, 1996.
- [24] Y. Fujino, B.M. Pacheco, S.I. Nakamura, P. Warnitchai. *Synchronisation of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge*, Earthquake engineering and structural dynamics, 1993.
- [25] ISO. *Bases for design of structures Serviceability of buildings and pedestrian walkways against vibration*, ISO/CD 10137, International Standardization Organization, Geneva, Switzerland, 2005.
- [26] *Advanced Load Models for Synchronous Pedestrian Excitation and Optimised Design Guidelines for Steel Footbridges* – 3rd Draft of Design Guideline and Recommendations, July 2006.
- [27] Den Hartog, J.P. *Mechanical Vibrations*. McGraw Hill, New York, 1940.
- [28] Abreu, E. *Dimensionamento de Sistemas de Controlo de Vibrações para Pontes Pedonais*, Tese de Mestrado em Engenharia Civil. 2008, Universidade do Porto: Porto
- [29] www.answers.com/topic/tuned-mass-damper 16/04/08
- [30] *The design of steel footbridges*. Corus Construction Centre. www.corusgroup.com.
- [31] *Design Manual for Road and Bridges*. Loads for Highway Bridges: BD 37/01, Highway Agency, London, February, 2002.
- [32] Eurocode 1. *General Actions Traffic loads on bridges*. EN1991- 2: 2003. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium 2003.

- [33] ISO 2631. “*Evaluation of Human Exposure to Whole-body Vibration: Continuous and Shock induced Vibration in Buildings (1 to 80 Hz)*”, Part 2, International Standards Organisation, Geneva, 1989.
- [34] Zivanovic, S., Pavic, A., and Reynolds, P. *Vibration serviceability of footbridges under human induced excitation: a literature review*. Journal of Sound and Vibration 279 (2005).
- [35] Ministério de Fomento, Dirección General de Carreteras. *Instrucciones de Construcción, Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras – RPM – 95*, pp. 66 e 67.
- [36] Ontario Highway Bridge Design Code. Ontario Ministry of Transportation, Toronto, 1983.
- [38] ISO 2394: 1998. *General principles on reliability for structures*, ISO, June 1998.
- [39] Oeding, D. *Verkehrsbelastung und Dimensionierung von Gehwegen und anderen Anlagen des Fußgängerverkehrs*, Dissertation, Fakultät für Bauwesen, Technische Hochschule Braunschweig, 1963.
- [40] European Committee for Standardization CEN. prEN1991-2:2002, *Eurocode 1 – Actions on structures*, Part 2: Traffic loads on bridges, 2002.
- [41] European Committee for Standardization CEN. prEN1995-2, *Eurocode 5 – Design of timber structures*. Part 2: Bridges, 2003.
- [42] European Committee for Standardization CEN. prEN1998-2:2003, *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance*, Part 2: Bridges, 2003.
- [43] Blanchard J.; Davies, B.L., e Smith, J.W. *Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridges*, suppl. report 275, TRRL, Berkshire (U.K.), 1997.
- [44] Bachmann, H. *Vibration Problems in Structures, practical guidelines*, Birkhäuser verlag, 1997.
- [45] AASHTO. *Dimensionamento de uma ponte mista*, In Apontamentos da cadeira de Estruturas Metálicas e Mistas, FEUP, 2008.
- [46] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio
- [47] *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço - Parte 1.1 : Regras gerais e regras para edifícios*. ENV 1993-1-1, 1992
- [48] *Eurocode 1 – Actions on structures - Part 3-5: Traffic loads on bridges*. EN 1991-3-5:2005. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium 2005.
- [49] *Eurocode 1 – Actions on structures - Part 1-4: General actions-Wind actions*. EN 1991-1-4:2005. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium 2005.

ANEXOS

ANEXO A

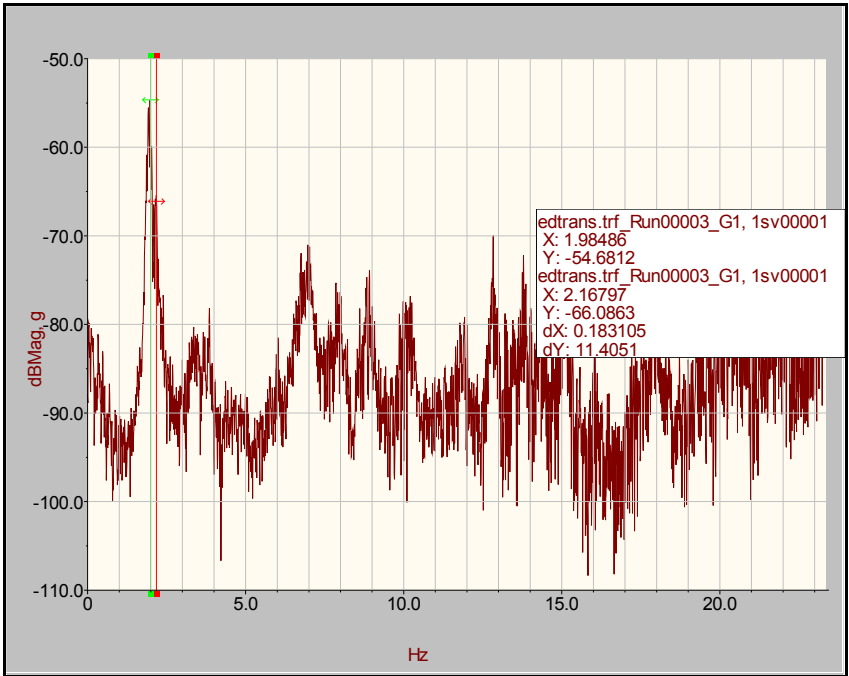
LOCAL	Parque da Cidade, Porto	DATA	8 de Março de 2008	11h45min
Função de resposta em frequência no intervalo 0-23.488Hz, df=0.007Hz				
Resposta no domínio dos tempos, acção ambiental: Max.10mg				
Espectro de resposta médio				



Canal 1: ponto 3, nascente (referência)

Espectro de resposta médio

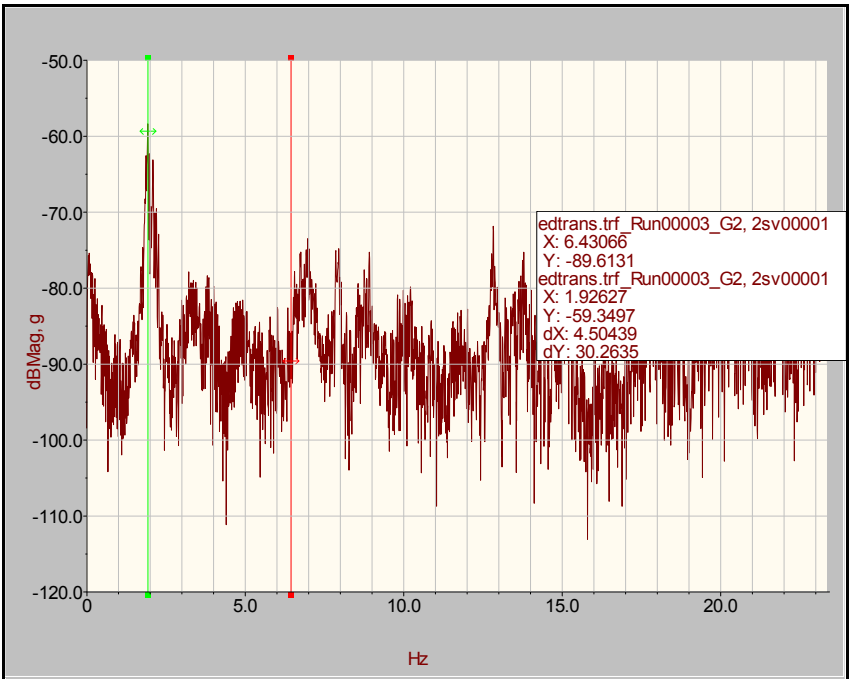
Resposta no domínio das frequências



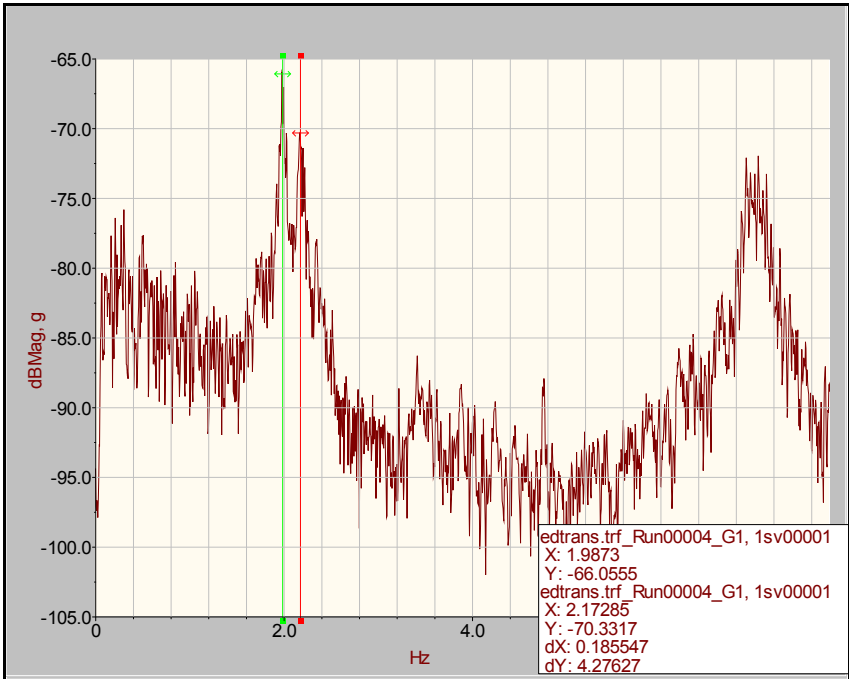
Canal 2: ponto 3, poente

Espectro de resposta médio

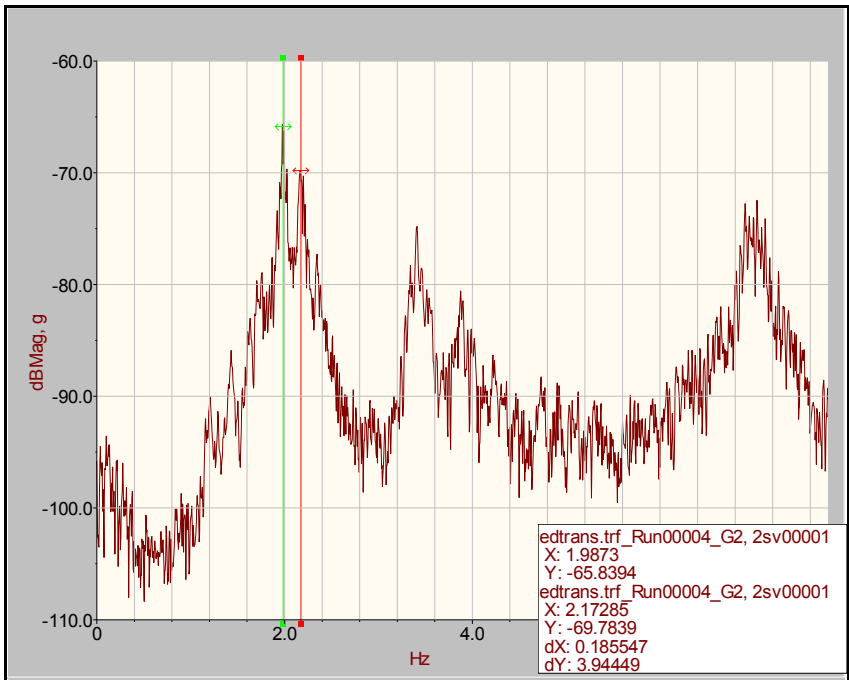
Resposta no domínio das frequências



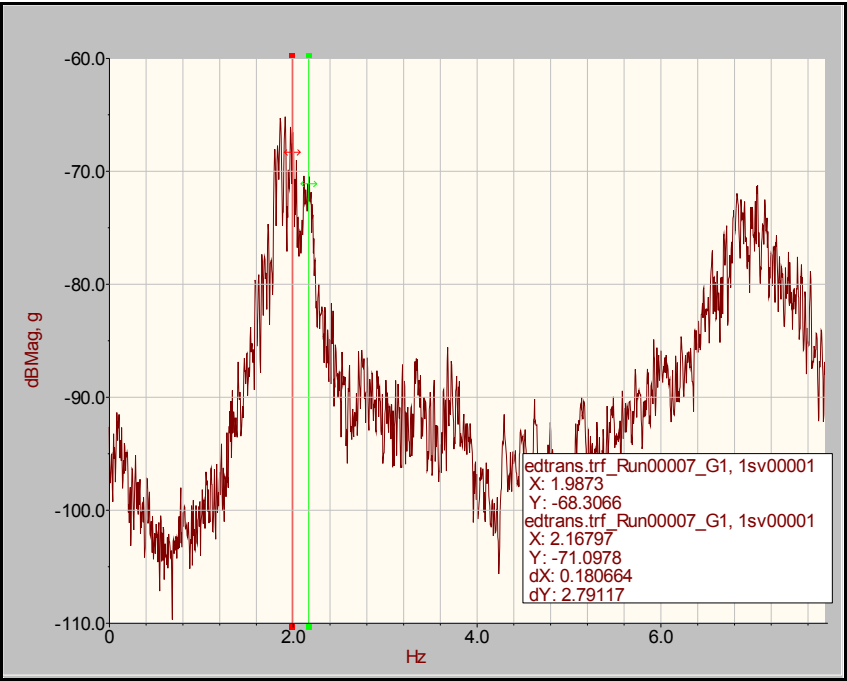
Função de resposta em frequência no intervalo 0-7.813Hz; df=0.004883Hz; dt=50ms	
Canal1: ponto 3, lado nascente	
Espectro de resposta médio	Resposta no domínio das frequências



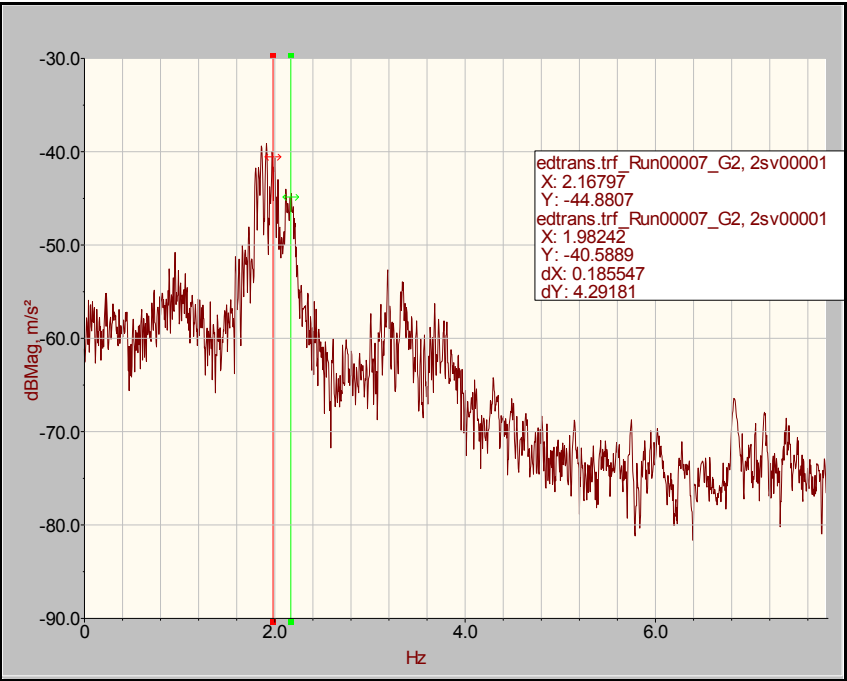
Canal2: ponto 1, nascente	
Espectro de resposta médio	Resposta no domínio das frequências



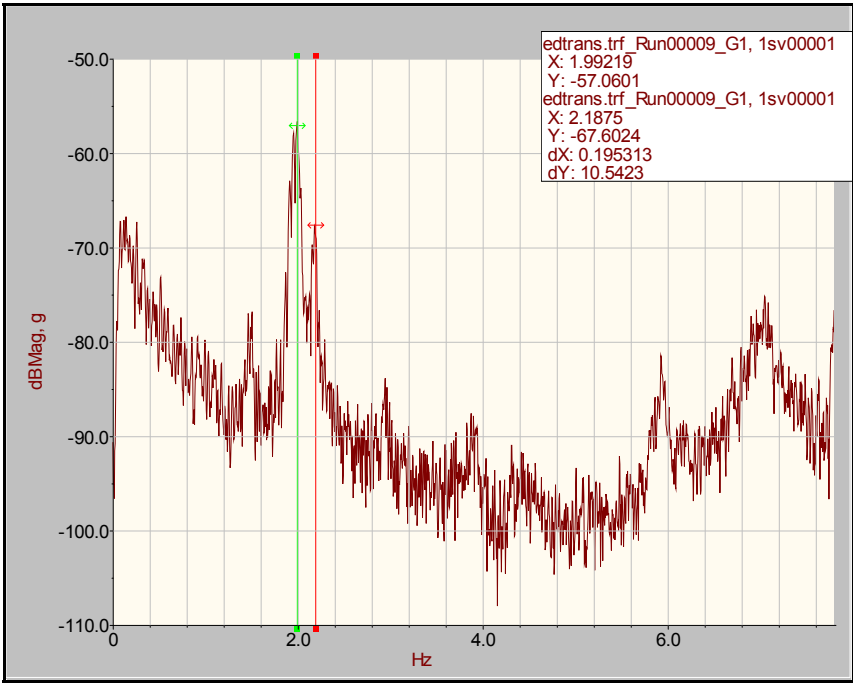
Canal1: ponto 3, nascente	12h15min
Espectro de resposta médio	Resposta no domínio das frequências



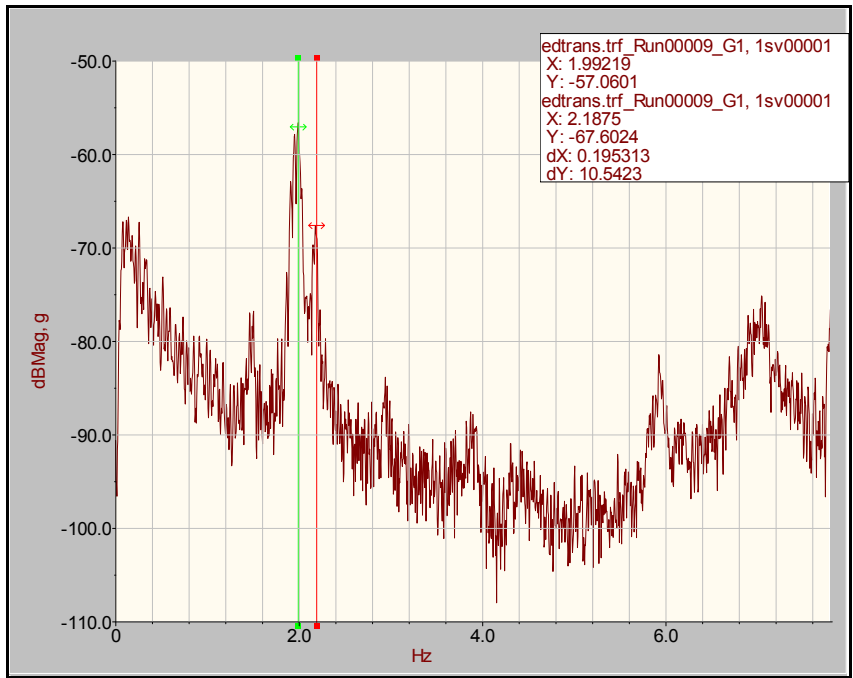
Canal 2: ponto 2, nascente	
Espectro de resposta médio	Resposta no domínio das frequências



Canal 1: ponto3, nascente	12h45min
Espectro de resposta médio	Resposta no domínio das frequências



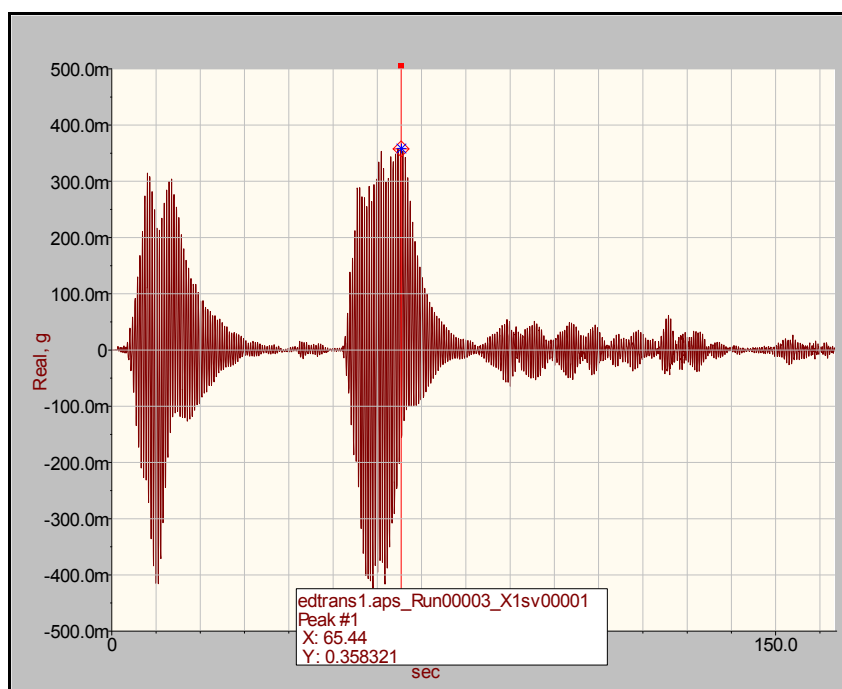
Canal 2: ponto 6, nascente	
Espectro de resposta médio	Resposta no domínio das frequências



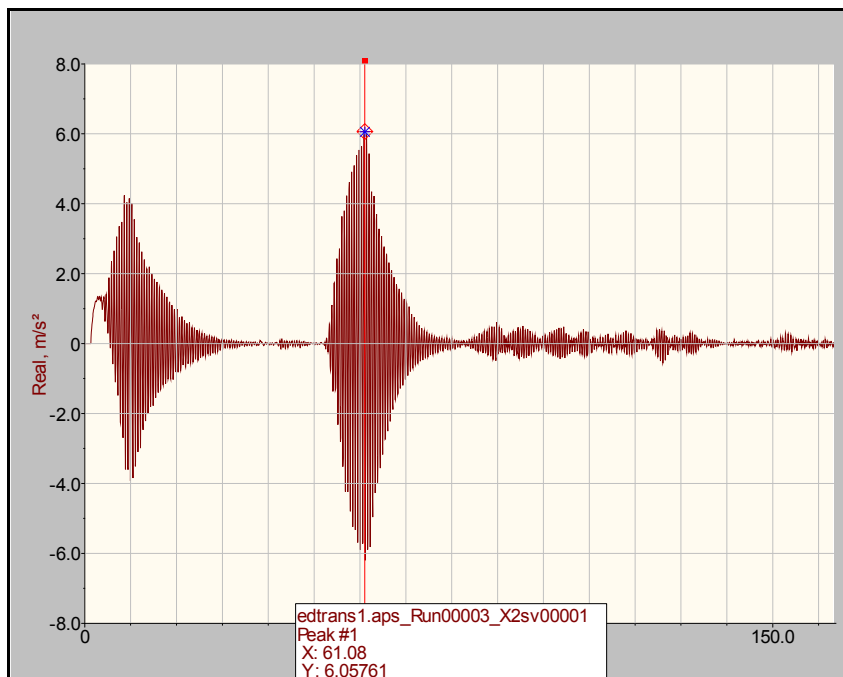
ANEXOS

ANEXO B

INDUÇÃO DO MODO DE FLEXÃO PARA IDENTIFICAÇÃO DE COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO		
Procedimento	Ressonância com três pessoas a meio vão, do lado do Edifício, sendo interrompida a excitação de súbito	
Espectros de resposta	Resposta no domínio dos tempos	
Canal 1 (resposta em mg)		13h15min

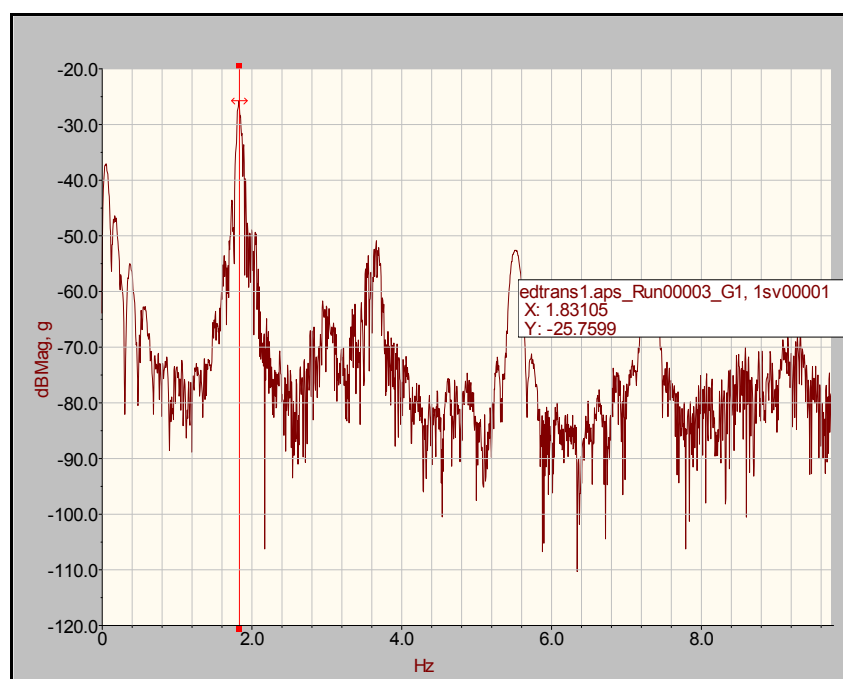


Canal 2 (resposta em m/s^2)

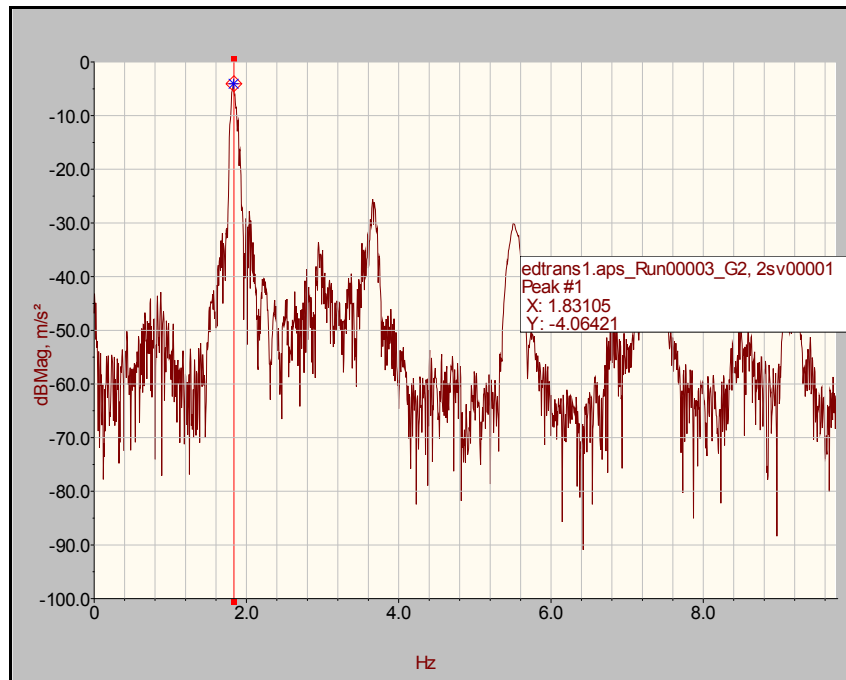


Resposta no domínio das frequências

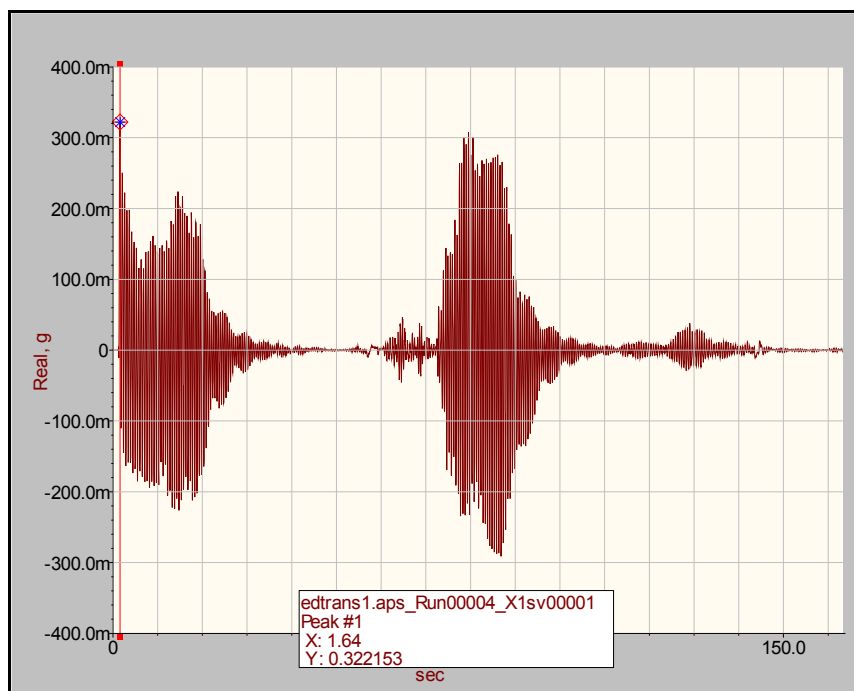
Frequência detectada pelo canal 1 (Hz)



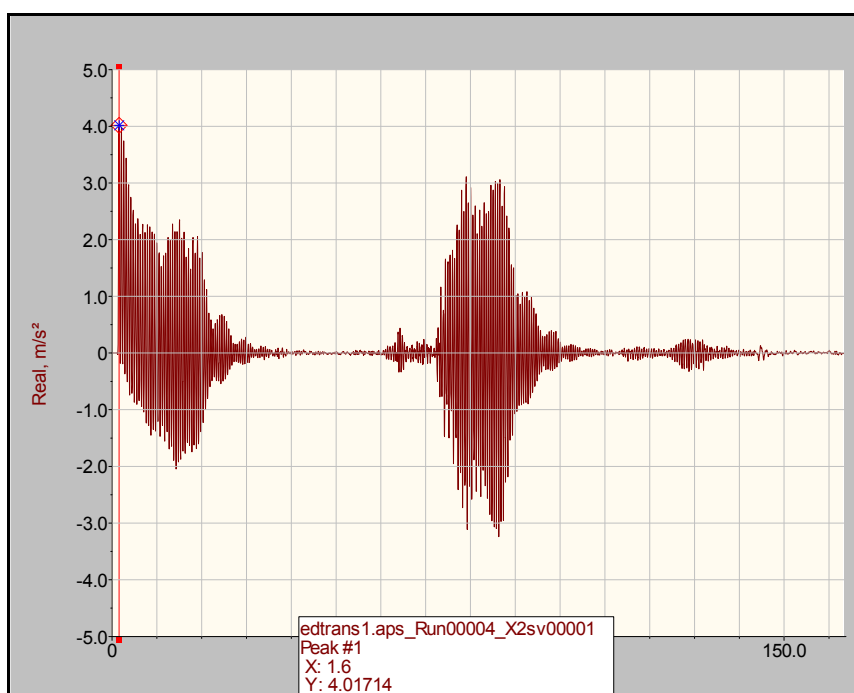
Frequência detectada pelo canal 2 (Hz)



IDENTIFICAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO PARA O PRIMEIRO MODO DE TORÇÃO	
Procedimento	Ressonância com três pessoas a meio vão do lado do Parque da Cidade, sendo interrompida a excitação subitamente
Espectros de resposta	Resposta no domínio dos tempos
Excitação modo de torção de forma excêntrica	
Canal 1 (resposta em mg)	13h20min

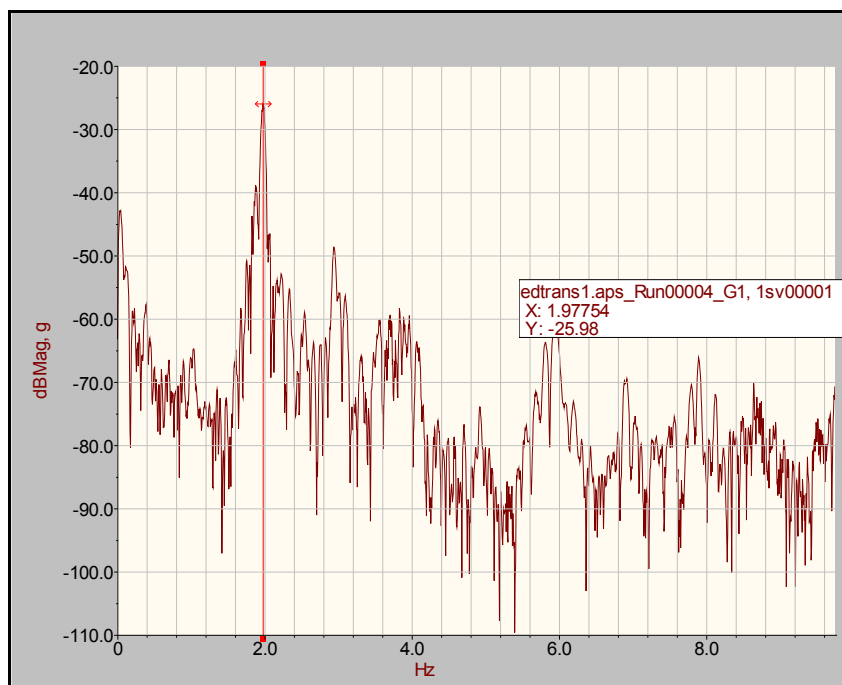


Canal 2 (resposta em m/s^2)



Resposta no domínio das frequências

Frequência detectada pelo canal 1 (Hz)



Frequência detectada pelo canal 2 (Hz)

